# Generale Prefabbricati

spiroll | edilizia industrializzata

*www.generaleprefabbricati.com*
*info@generaleprefabbricatispa.com*


**Sede legale e Direzione generale**
Centro Direzionale Quattrotorri
Ellera Scalo – 06132 – Perugia
t 075 51 871 – f 075 51 71 145
info@generaleprefabbricatispa.com

**Ufficio di Roma**
Via Bardanzellu, 77/L – 00155 Roma
t/f 06 4065905
info@generaleprefabbricatispa.com


CE

ICMQ
NORMA UNI EN ISO 9001
CERTIFICAZIONE SISTEMA QUALITA'

**CERTIFICATO N. 95080/06**
**CERTIFICATO N. 02727/06**
**CERTIFICATO N. 02710/06**

**Uffici e Stabilimento di S. Salvo - CH**
viale Italia, 2 – zona industriale
66050 San Salvo – CH
t 0873 34 26 26 – f 0873 34 60 46
vibrotec@generaleprefabbricatispa.com

CE **Certificato FPC 1305-CPD-0440**
EN 1168:2005
EN 13225:2004
EN 13224:2004/AC:2005
EN 13693:2004

**Stabilimento di Bettona - PG**
str. Vic. del Chiascio Vecchio
Loc. Campagna 06084 Bettona – PG
t 075 98 69 785 – f 075 98 72 11
stabbettona@generaleprefabbricatispa.com

CE **Certificato FPC 1305-CPD-0441**
EN 1168:2005

**Stabilimento di Basaluzzo - AL**
via Capriata, 1
15060 Basaluzzo – AL
t 0143 48 97 96 – f 0143 48 91 68
stabbasaluzzo@generaleprefabbricatispa.com

CE **Certificato FPC 1305-CPD-0439**
EN 1168:2005
EN 13225:2004

Commessa
**13-6016**

COMMITTENTE: *DATA 4 ITALY*
*P.zza E. Duse, 2*
*20122 Milano (MI)*

CANTIERE : *DATA CENTER DC01*
*da realizzare nel Comune di Cornaredo (MI)*
*in Via Reiss Romoli, 85*

OGGETTO :
*RELAZIONE GEOTECNICA*
*INDAGINI GEOGNOSTICHE*

Data emissione
*22/10/13*

**STUDIO TECNICO GEOM. UGO CELOTTI** s.r.l.
CAPITALE SOCIALE EURO 100.000,00 I.V.
VIA MINCIO, 22 – C.A.P. 20139 **MILANO** TEL. 02.5393977 – FAX 02.5392262
e-mail: studiocelotti@studiocelotti.it

SONDAGGI GEOGNOSTICI GEOTECNICI AMBIENTALI – PROVE SU TERRENI DI FONDAZIONE – INDAGINI E RICERCHE GEOLOGICHE E IDROLOGICHE - PERFORAZIONI PROFONDE PER GEOTERMIA PER DISPERSORI PER STRUMENTAZIONI - PROSPEZIONI GEOFISICHE GEOELETTRICHE - RILIEVI TOPOGRAFICI
C.C.I.A.A. REG. DELLE IMPRESE DI MILANO – COD.FISC.-PART.IVA 05092310969 – SOA 5496/58/01

Milano, 04/10/2013

Prot. N. 6229/055/13/R3

Spett.le
**GENERALE PREFABBRICATI S.P.A.**
CENTRO DIREZIONALE QUATTROTORRI
Ellera Stazione
PERUGIA

OGGETTO: Indagini geognostiche e geotecniche eseguite nel terreno di fondazione di un edificio industriale di prossima costruzione nel Comune di CORNAREDO (MI) – VIA REISS ROMOLI. Nss. relazioni di riferimento prot. n° 6228/055/13 del 17/07/2013 e prot. n° 6229/055/13/R2 del 26/07/2013.
*INDAGINE GEOTECNICA INTEGRATIVA*

---

Nel settembre 2013 nell'area di interesse è stata eseguita una indagine geotecnica integrativa. L'area è ubicata in prossimità dell'indagine analizzata nelle Nss. relazioni di riferimento sopra citate.

L'indagine integrativa è consistita nell'esecuzione di n° 2 prove penetrometriche dinamiche continue a punta conica con tubazione di rivestimento in avanzamento denominate con i numeri 3 e 4 i cui risultati sono riportati nel Ns. disegno n° 6229/3A del 01/10/2013.

Dalla comparazione dei grafici di dette prove con quelli delle prove n° 1 e 2 dell'indagine di prima fase, i terreni dell'area in esame risultano avere profili penetrometrici molto simili nella parte alta fino alla –10 m circa. In profondità la resistenza penetrometrica delle prove 3 e 4 è sensibilmente maggiore, ad indicare uno stato di addensamento dei terreni più elevato.

Premesso che l'analisi delle fondazioni dirette eseguita nella relazione di riferimento del 26/07/2013 è stata eseguita in quanto i carichi previsti in fondazione sono minori rispetto a quelli della precedente relazione, da quanto sopra si può affermare quanto segue:

- le resistenze delle fondazioni dirette superficiali non subiscono significative variazioni rispetto a quelle indicate nelle relazioni di riferimento,
- le resistenze dei pali, al contrario, aumentano in maniera apprezzabile e quindi, a parità di portata, risulterebbero di minore lunghezza.

Analisi di dettaglio potranno essere eseguite su richiesta.

**STUDIO TECNICO GEOM. UGO CELOTTI s.r.l.**
CAPITALE SOCIALE EURO 100.000,00 I.V.
VIA MINCIO, 22 – C.A.P. 20139 **MILANO** TEL. 02.5393977 – FAX 02.5392262
e-mail: studiocelotti@studiocelotti.it

SONDAGGI GEOGNOSTICI GEOTECNICI AMBIENTALI – PROVE SU TERRENI DI FONDAZIONE – INDAGINI E RICERCHE GEOLOGICHE E IDROLOGICHE - PERFORAZIONI PROFONDE PER GEOTERMIA PER DISPERSORI PER STRUMENTAZIONI - PROSPEZIONI GEOFISICHE GEOELETTRICHE - RILIEVI TOPOGRAFICI
C.C.I.A.A. REG. DELLE IMPRESE DI MILANO – COD.FISC.-PART.IVA 05092310969 – SOA 5496/58/01

Milano, 26/07/2013

Prot. N. 6229/055/13/R2

Spett.le
**GENERALE PREFABBRICATI S.P.A.**
CENTRO DIREZIONALE QUATTROTORRI
Ellera Stazione
PERUGIA

OGGETTO: Indagini geognostiche e geotecniche eseguite nel terreno di fondazione di un edificio industriale di prossima costruzione nel Comune di CORNAREDO (MI) – VIA REISS ROMOLI.
*RELAZIONE GEOTECNICA INTEGRATIVA*

---

## *Introduzione*

La presente relazione fa riferimento ed integra la Ns. relazione del 17/07/2013, prot. 6229/055/13 nella quale furono proposti ed analizzati, come tipologia fondazionali prioritaria, quella costituita da pali trivellati tipo CFA. Nel seguito, su richiesta dei tecnici della Committente, viene analizzata la soluzione di fondazioni dirette superficiali.
Allo scopo si utilizza il modello geotecnico e la classificazione sismica riportati nella relazione di riferimento, alla quale si rimanda per i dettagli.

## *Riferimento altimetrico*

Il riferimento delle profondità assunto nel seguito si identifica con quello dell'indagine che coincide con il piano della soglia dell'ingresso carrabile all'area (cfr. figura 1.2). Viene considerato coincidente con lo zero del progetto.

## *Normative*

- DECRETO MINISTERO LL.PP. del 11/03/88: "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni, ecc.".
- CIRCOLARE MINISTERO LL.PP. n° 30483 del 24/09/88.

- DECRETO MINISTERO LL.PP. del 14/01/08.
- Circolare esplicativa n° 617 del 02/02/09.

## *Analisi fondazioni dirette superficiali - Calcolo della resistenza $R_D$ per collasso del complesso fondazione-terreno (SLU – GEO) – Calcolo dei cedimenti*

*Ipotesi e modalità di calcolo*

Nel seguito sono analizzate fondazioni del tipo nastriforme aventi larghezza variabile entro il range 1,2÷3 m, impostate direttamente sui terreni dello strato A, alla quota $Q_f$ = -2,5 m.

I calcoli di resistenza sono condotti agli stati limiti ultimi, in condizioni statiche e dinamiche[1], secondo quanto prescritto nelle NTC, utilizzando i parametri corrispondenti ad un valore di $T_R$ pari a 475 anni.

*Risultati dei calcoli*

Nell'APPENDICE DI CALCOLO sono riportate le ipotesi, le modalità, i parametri e i risultati dei calcoli di resistenza e di cedimento della fondazione.

I risultati sono riassunti nella tabella 1.

La resistenza indicata nella tabella si riferisce alla condizione statica (assenza di sisma). La resistenza in condizioni dinamiche (sotto sisma) è riportata in appendice nella relativa sezione.

[1] La resistenza pseudo-statica delle fondazioni nei confronti del raggiungimento del collasso del terreno subisce una riduzione per l'effetto cinematico e inerziale. Nelle analisi condotte il primo viene direttamente tenuto in conto introducendo i valori di $F_0$ e di $a_g$ dedotti dalla tabella 2.3 della relazione di riferimento. Non essendo noti a priori i valori dell'inclinazione *i* del carico agente sul piano di posa della fondazione, la $R_c$ viene valutata per differenti valori di *i*. La $R_c$ da assumere nelle verifiche GEO sarà pertanto definita in una successiva fase del progetto noto il valore di *i*.

**TABELLA 1 – RIASSUNTO CALCOLO RESISTENZA $R_c$ PLATEA DI FONDAZIONE**
**CALCOLO CEDIMENTI**

| B [m] | $R_c$ [kPa] | $q_{t_calc}$ [kPa] | w [cm] | $k_{vm}$ [kN/m³] | $k_{si}$ [kN/m³] | $R_{DA1-c2}$ [kPa] | $R_{DA2}$ [kPa] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,2 | 493,3 | 164,4 | 1,46 | 11238,4 | 16857,7 | 168,9 | 214,5 |
| 1,5 | 496,1 | 165,4 | 1,77 | 9355,0 | 14032,5 | 169,3 | 215,7 |
| 2,0 | 525,0 | 175,0 | 2,40 | 7303,9 | 10955,9 | 178,3 | 228,3 |
| 2,5 | 518,2 | 172,7 | 2,75 | 6277,5 | 9416,2 | 175,1 | 225,3 |
| 3,0 | 500,9 | 167,0 | 2,87 | 5809,7 | 8714,5 | 168,9 | 217,8 |

B = larghezza della fondazione (B' della [1]),
$R_c$ = resistenza di calcolo del complesso fondazione- terreno,
$q_{t_calc}$ = pressione di contatto fondazione-terreno per il calcolo dei cedimenti (= $R_c$/3),
w = cedimento medio sotto la pressione $q_{t_calc}$,
$R_{DA1-c2}$ = resistenza del terreno secondo l'Approccio 1 – Combinazione 2 (A2+M2+R2),
$R_{DA2}$ = resistenza del terreno secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3) del D.M. del 14/01/08,
$k_{vm}$ = coefficiente medio di sottofondo verticale per terreno alla WINKLER = ($q_{t_calc}$/w),
$k_{si}$ = coefficiente di sottofondo verticale tangente iniziale riferito alla funzione di tipo iperbolico:

$$q_{t_calc} = R_c * k_{si} * w_t / (R_c + k_{si} * w_t).$$

## *Indicazioni progettuali*

**- a)** Nelle verifiche agli SLU per il dimensionamento geotecnico delle fondazioni (GEO) e quindi laddove si considera lo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagente con le fondazioni, si potrà considerare l'APPROCCIO 2 (combinazione (A1+M1+R3) – $R_{DA2}$ di tabella 1).

**- b)** La PRESSIONE DI CONTATTO FONDAZIONE-TERRENO $q_t$ potrà essere calcolata nel rispetto della seguente espressione (MEYERHOF - 1953):

$$q_t = N/B' \quad [1]$$

dove:
B' = B - 2 * e,
e = M/N
N = risultante forze verticali in fondazione,
M = coppia in fondazione.

**- c)** L'eccentricità del carico sarà tale che la risultante dei carichi verticali sia posta all'interno del nocciolo centrale d'inerzia.

- **d)** La resistenza calcolata potrà essere adottata per tagli inferiori al 10% della risultante dei carichi verticali. Per tagli maggiori la resistenza dovrà essere decurtata in accordo con il metodo di calcolo adottato.

- **e)** I cedimenti calcolati sono da intendere per buona parte come cedimenti "istantanei". I cedimenti differiti nel tempo dovuti a fenomeni di *creep*. Questi, secondo BURLAND & BARBIDGE (1985) a partire dal termine della costruzione a 50 anni, ammonterebbero a circa il 30% del cedimento totale calcolato.

- **f)** Come prescritto nelle NTC occorrerà verificare che le deformazioni derivanti dai cedimenti delle fondazioni siano ammissibili con la funzionalità dell'opera in progetto (verifiche SLE). Nelle analisi utili allo scopo potranno essere adottati i parametri di deformabilità indicati nella tabella 1.

**STUDIO TECNICO GEOM. UGO CELOTTI s.r.l.**
CAPITALE SOCIALE EURO 100.000,00 I.V.
VIA MINCIO, 22 – C.A.P. 20139 **MILANO** TEL. 02.5393977 – FAX 02.5392262
e-mail: studiocelotti@studiocelotti.it

SONDAGGI GEOGNOSTICI GEOTECNICI AMBIENTALI – PROVE SU TERRENI DI FONDAZIONE – INDAGINI E RICERCHE GEOLOGICHE E IDROLOGICHE - PERFORAZIONI PROFONDE PER GEOTERMIA PER DISPERSORI PER STRUMENTAZIONI - PROSPEZIONI GEOFISICHE GEOELETTRICHE - RILIEVI TOPOGRAFICI
C.C.I.A.A. REG. DELLE IMPRESE DI MILANO – COD.FISC.-PART.IVA 05092310969 – SOA 5496/58/01

Milano, 17/07/2013

Prot. N. 6229/055/13

Spett.le
**GENERALE PREFABBRICATI S.P.A.**
CENTRO DIREZIONALE QUATTROTORRI
Ellera Stazione
PERUGIA

OGGETTO: Indagini geognostiche e geotecniche eseguite nel terreno di fondazione di un edificio industriale di prossima costruzione nel Comune di CORNAREDO (MI) – VIA REISS ROMOLI.
*RELAZIONE GEOTECNICA*

---

## *Introduzione*

Nel presente rapporto sono analizzati i terreni e le fondazioni interessati dalla costruzione di un edificio industriale situato nel Comune di CORNAREDO (MI) in Via REISS ROMOLI, 85.

Per la definizione delle caratteristiche litologiche e meccaniche dei terreni dell'area d'insediamento dell'edificio è stata condotta nel luglio 2013 una campagna d'indagini geognostiche e geotecniche in situ consistita nell'esecuzione di un sondaggio con prove penetrometriche tipo SPT in avanzamento e di prove penetrometriche dinamiche continue. Per la classificazione sismica dei suoli è stata altresì eseguita una indagine geofisica consistente in un allineamento MASW.

I risultati dell'indagine hanno permesso di esaminare e definire i seguenti argomenti che sono l'oggetto della presente relazione:

- caratterizzazione litostratigrafica e meccanica dei terreni,
- indicazioni sull'idrologia della zona,
- classificazione sismica dell'area,

- indicazione della tipologia di fondazione e relativa analisi,
- procedure esecutive.

## *Riferimento altimetrico*

Il riferimento delle profondità assunto nel seguito si identifica con quello dell'indagine che coincide con il piano della soglia dell'ingresso carrabile all'area (cfr. figura 1.2). Viene considerato coincidente con lo zero del progetto.

## *Normative*

- DECRETO MINISTERO LL.PP. del 11/03/88: "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni, ecc.".
- CIRCOLARE MINISTERO LL.PP. n° 30483 del 24/09/88.
- DECRETO MINISTERO LL.PP. del 14/01/08.
- Circolare esplicativa n° 617 del 02/02/09.

## *Raccomandazioni e specifiche*

- A.G.I. - ASSOCIAZIONE GEOTECNICA ITALIANA – "Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle Indagini geotecniche" (1977).
- DEPARTMENT of the NAVY - NAV-FAC DM-7 – "Soil Mechanics, Foundations, and earth structures" (1971).
- A.S.T.M. D 1586-67 - "Standard Method for penetration Test and Split Barrel Sampling at Soils" (1974).

## *Riferimenti bibliografici*


- J. E. BOWLES – "Foundation Analysis and Design" – (1982 e 1988).
- M. JAMIOLKOWSKI, E. PASQUALINI – "Previsioni dei cedimenti delle fondazioni superficiali poggianti su terreni sabbiosi ..." – V Ciclo annuale di conferenze dedicate ai problemi di ingegneria delle fondazioni – TORINO (1974).
- T. W. LAMBE; R. V. WHITMAN – *"Soil Mechanics"* – (1969).
- R. LANCELLOTTA – "Geotecnica" – Ed. ZANICHELLI – (1993).
- E. SCHULTZE, J. MEZEMBACH – "SPT and Compressibility of Soils" – V ICSMFE (1961).
- F. SCHNAID – "In Situ Testing in Geomechanics" – Taylor & Francis (2009).
- K. TERZAGHI – "Theoretical Soil Mechanics" – (1943).
- VIGGIANI C. – "Fondazioni" – (2003).

# Capitolo 1 **CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA**

## *1.1 - Indagine geotecnica*

La dotazione della campagna d'indagine geotecnica in situ eseguita nell'area in esame e utilizzata nel seguito è riportata nella tabella 1.1.

**TABELLA 1.1 – DOTAZIONE DELL'INDAGINE IN SITU**

| TIPO | N° |
|---|---|
| Sondaggio | 1 |
| Prova penetrometrica *S.P.T.* | 13 |
| Prova penetrometrica dinamica continua | 2 |
| Allineamento MASW | 1 |

Nelle tabelle 1.2, 1.3 e nella figura 1.1 sono riassunti i risultati più significativi delle prove penetrometriche.

Nella figura 1.2 è riportata l'ubicazione delle verticali d'indagine.

Nel disegno n° 6229/1A del 09/07/2013 sono illustrati i risultati delle indagini geotecniche con gli identificativi plano-altimetrici delle prove eseguite.
Nella relazione prot. n° 6229/2A del luglio 2013 sono riportati i risultati dell'indagine geofisica eseguita con metodologia MASW e la relativa interpretazione.

**TABELLA 1.2 – RIASSUNTO PROVE PENETROMETRICHE CONTINUE**

| PROVA N° | $Q_{pc}$ [m] | $Q_5$ [m] | $Q_{10}$ [m] | $Q_{15}$ [m] | $Q_M$ [m] |
|---|---|---|---|---|---|
| P1 | ±0,0 | -5,3 | -8,6 | -18,5 | -20,3 |
| P2 | ±0,0 | -6,2 | -8,6 | -17,5 | -20,3 |

$Q_{pc}$ = quota del piano campagna,
$Q_{5\text{-}10\text{-}15}$ = quota in cui $N_c \geq$ 5-10-15 colpi/piede ($N_c$ = resistenza penetrometrica),
$Q_M$ = quota di fine prova.

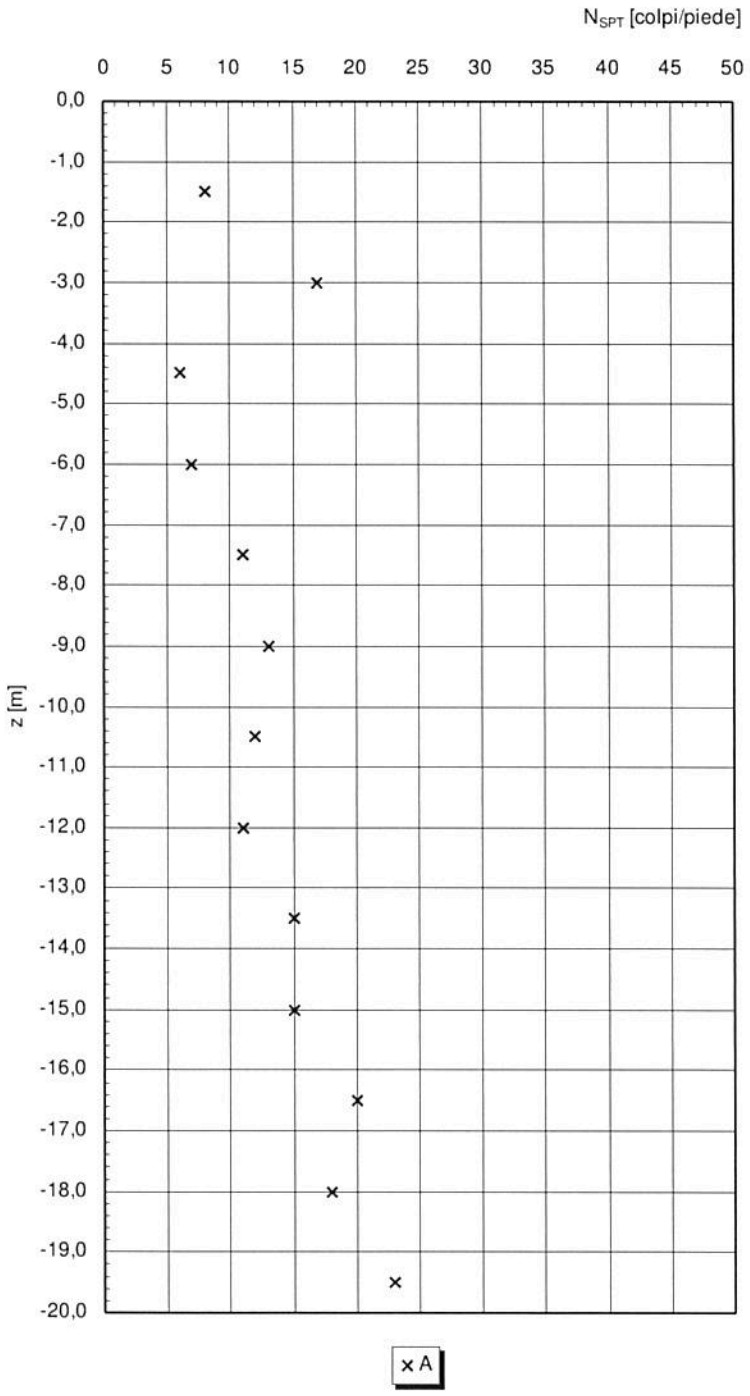
## TABELLA 1.2 – RIASSUNTO RISULTATI PROVE PENETROMETRICHE SPT

| Prova | $Q_{SPT}$ [m] | $N_{SPT}$ [colpi/piede] |
|---|---|---|
| 1 | -1,5 | 8 |
| 2 | -3,0 | 17 |
| 3 | -4,5 | 6 |
| 4 | -6,0 | 7 |
| 5 | -7,5 | 11 |
| 6 | -9,0 | 13 |
| 7 | -10,5 | 12 |
| 8 | -12,0 | 11 |
| 9 | -13,5 | 15 |
| 10 | -15,0 | 15 |
| 11 | -16,5 | 20 |
| 12 | -18,0 | 18 |
| 13 | -19,5 | 23 |

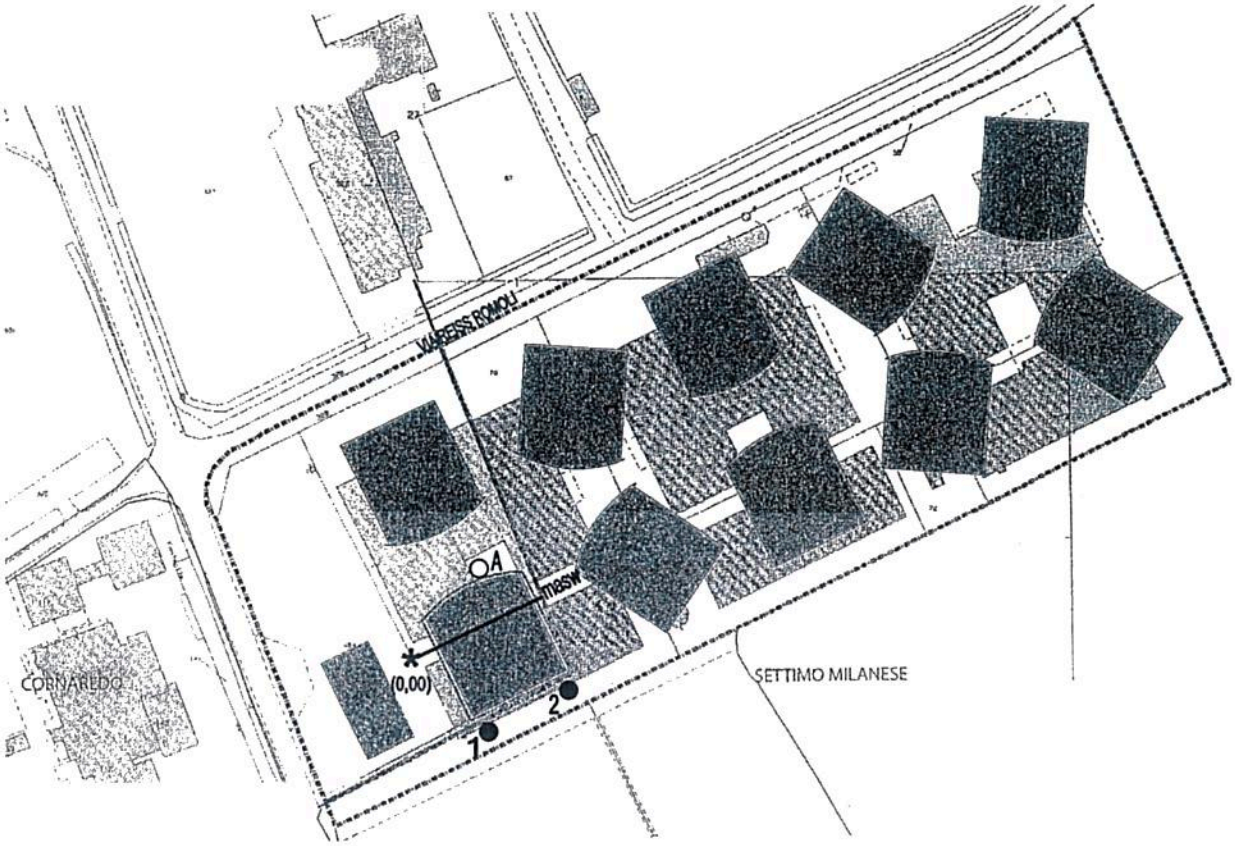
$Q_{SPT}$ = quota di prova SPT,

$N_{SPT}$ = resistenza penetrometrica SPT.

## FIGURA 1.1 - ANDAMENTO $N_{SPT}$ CON LA PROFONDITÀ



## FIGURA 1.2 – UBICAZIONE SOMMARIA VERTICALI D'INDAGINE



# Capitolo 2 **CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA**

## 2.1 – Litologia

La litologia del sondaggio A rileva la presenza di uno strato di riporto di deposizione antropica a ricoprimento di terreni in situ a prevalente frazione sabbiosa ghiaiosa.
Macroscopicamente si individuano i n° 3 strati di suddivisione di seguito descritti.

**STRATO A**

Dal piano campagna alla –5,3÷–6,2 m.

È costituito da riporto di deposizione antropica formato da ghiaia con sabbia debolmente ciottolosa con resti di laterizi di spessore di 1,2 m in corrispondenza del sondaggio, su terreno in situ sabbioso limoso.
Presenta uno stato di addensamento molto eterogeneo, globalmente scadente.

**STRATO B**

Dalla –5,3÷–6,2 m alla –16,5÷-18,5 m.

È costituito da sabbia media con ghiaia debolmente limosa.
Le resistenze penetrometriche, comprese entro il range di 8÷12 colpi/piede indicano materiali di densità medio-bassa.

**STRATO C**

Dalla –16,5÷-18,5 alla massima profondità d'indagine.

È costituito da ghiaia con sabbia in matrice limosa, debolmente ciottolosa.
È caratterizzato da un lieve aumento delle resistenze penetrometriche che sono associabili a terreni di media densità.

## 2.2 - Caratteristiche geotecniche dei terreni

Le informazioni acquisite dalla campagna d'indagine in situ sono utilizzate nel seguito per la caratterizzazione geotecnica dei terreni.
Per la definizione dei parametri si fa ricorso a relazioni empiriche che legano le resistenze penetrometriche in situ con le principali caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni investigati.

Nelle figure 2.1÷2.4 sono diagrammati con la profondità gli andamenti dell'angolo d'attrito $\varphi'$, della densità relativa $D_r$, del gradiente *m* e del modulo di deformazione E di YOUNG, dedotti dalle resistenze $(N_1)_{60\text{-}SPT}$ riportate nella figura 2.5.
Le correlazioni adottate sono riportate in grassetto in calce alle figure.

Nella tabella 2.1 si riportano i valori delle caratteristiche geotecniche più significative dei terreni dell'area in esame nella schematizzazione sopra illustrata.
A tali parametri viene fatto riferimento nelle analisi seguenti.

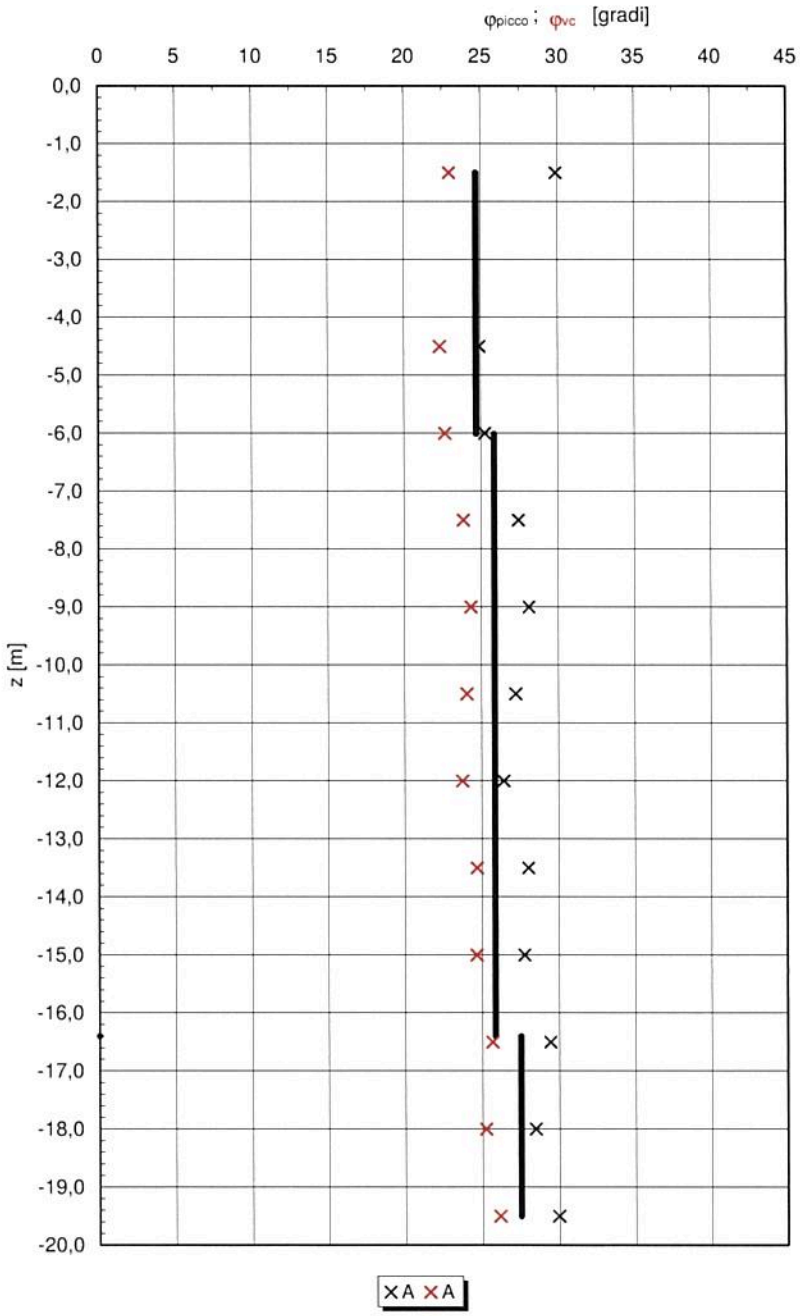
**TABELLA 2.1 – MODELLO GEOTECNICO**

| STRATO | $Q_L$ [m] | $(N_1)_{60_SPT}$ [/] | $\gamma$ [kN/m$^3$] | $\varphi'$ [gradi] | $\varphi'_{vc}$ [gradi] | $\varphi'_{calc}$ [gradi] | $D_r$ [%] | m [/] | n [/] | $\nu$ [/] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| A | -6 | 7 | 19 | 26 | 22 | 24 | 35 | 450 | 0,5 | 0,3 |
| B | -18 | 12 | 19 | 27,5 | 24 | 26 | 45 | 550 | 0,5 | 0,3 |
| C | / | 15 | 19 | 29,5 | 25,5 | 27.5 | 50 | 620 | 0,5 | 0,3 |

Nelle figure 2.1÷2.4 e nella tabella 2.1 si è indicato con:

$Q_L$ = quota del letto dello strato,
$(N_1)_{60_SPT}$ = resistenza penetrometrica SPT normalizzata,
$\gamma$ = peso di volume fuori falda,
$\varphi'$ = angolo d'attrito di picco,
$\varphi'_{cv}$ = angolo d'attrito a volume costante calcolato secondo BOLTON = $\varphi'$ - (M*DI),
DI = $D_r$*(10-ln $\sigma'_v$)-1 ($\sigma'_v$ = pressione media),
M = coefficiente assunto pari a 3,
$\varphi'_{calc}$ = angolo d'attrito operativo valutato come valore intermedio tra $\varphi'$ e $\varphi'_{cv}$,
$D_r$ = densità relativa,
m = gradiente del modulo di YOUNG $E_{VC}$ nella formulazione $E_{VC} = m\,(\sigma_c/\sigma_r)^n\,\sigma_r$ (JANBU) , $\sigma_c$; $\sigma_r$ rispettivamente la pressione di contenimento efficace e la pressione di riferimento, quest'ultima pari a 100 per *E* e $\sigma_c$ in kPa,
$E_{VC}$ = modulo di YOUNG (curva vergine); il modulo di Young $E_{UL\text{-}RL}$ di scarico e ricarico è pari a $\alpha$* $E_{VC}$; $\alpha$ per i terreni in esame $\alpha$ assume il valore pari a 2,
$\nu$ = rapporto di POISSON.

## FIGURA 2.1 – ANDAMENTO ANGOLO D'ATTRITO φ - PROFONDITÀ




**φ = 15 + [15 * $(N_1)_{60}$]$^{.5}$ (sabbie fini limose - SHIOI & FUKUNI - 1982; ROAD BRIDGE SPECIFICATION)**

φ = 27 + 0,3 * $(N_1)_{60}$ (sabbie medio grosse e sabbie ghiaiose - JAPANESE NATIONAL RAILWAY)

φ = 15 + [20 * $(N_1)_{60}$]$^{.5}$ (sabbie medio grosse e sabbie debolmente ghiaiose - OWASAKI & IWASAKI)

$(N_1)_{60} = N_{SPT} * E_F/60 * C_N$

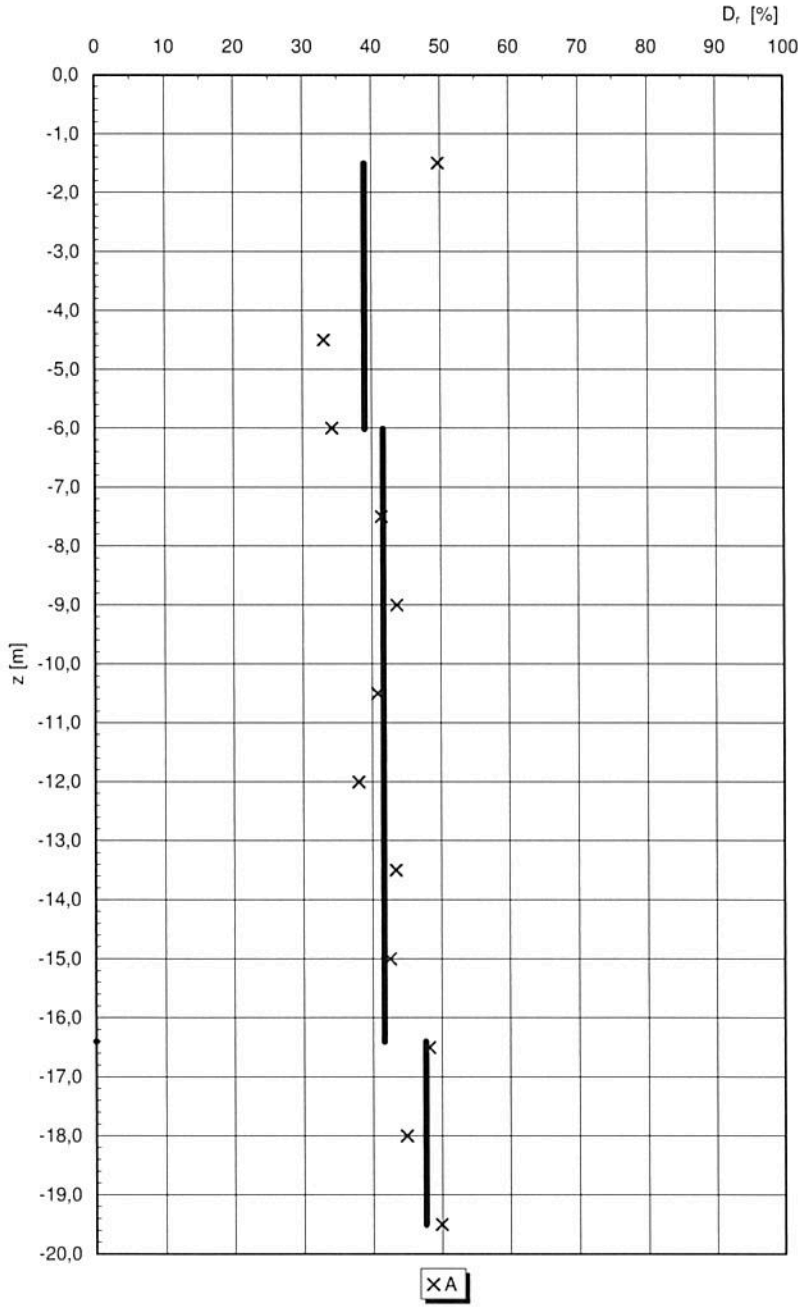
$(N_1)_{60}$ = resistenza penetrometrica SPT normalizzata a una tensione efficace verticale di 100 kPa

$N_{SPT}$ = resistenza penetrometrica SPT misurata

$E_F$ = efficienza dei macchinari italiani stimato al 65%, riferita al rendimento del 60%

$C_N = (98,1/\sigma'_{v0})^{.5}$ [kPa] = fattore di correzione (LIAO & WHITMANN - 1986)

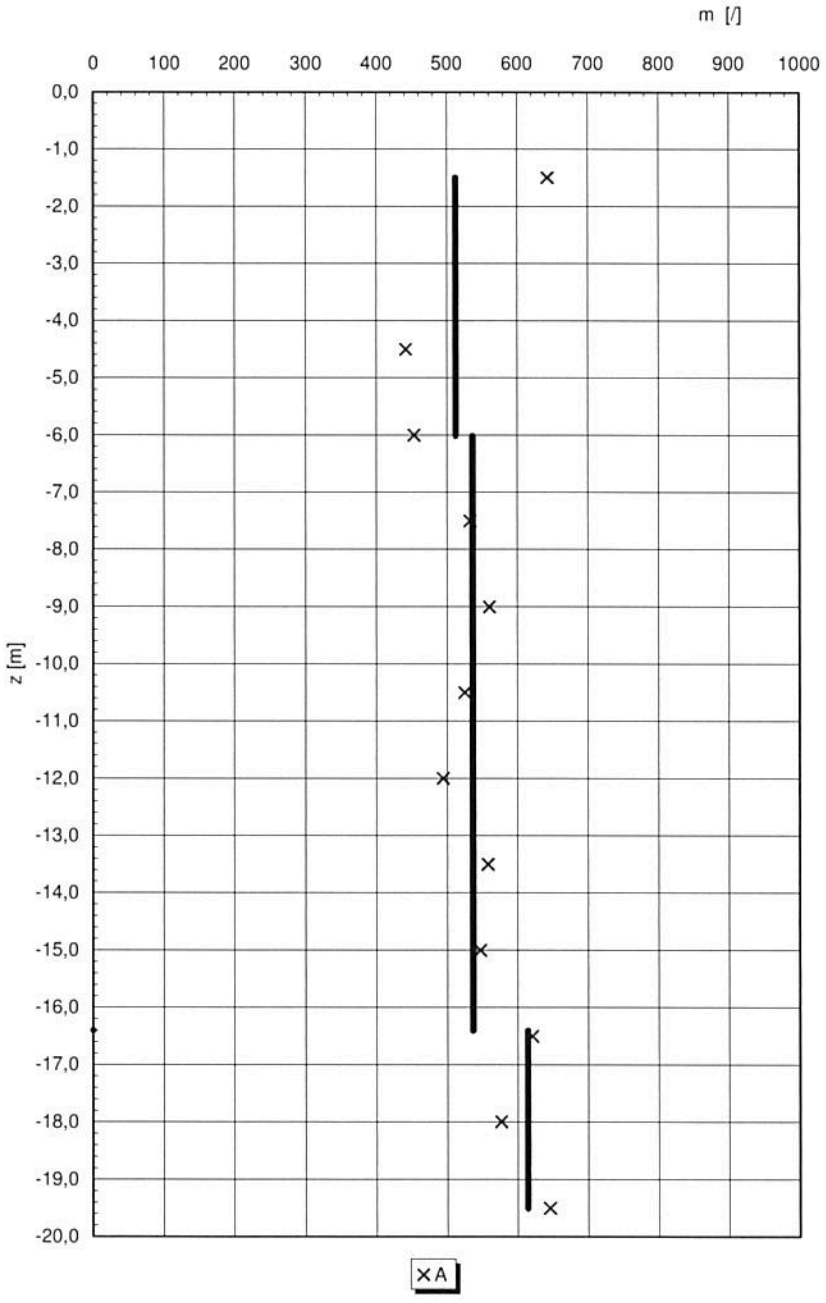
## FIGURA 2.2 – ANDAMENTO DENSITÀ RELATIVA $D_R$ - PROFONDITÀ




$D_r = [(N_1)_{60}/A]^{.5}$ (SKEMPTON - 1986)

$(N_1)_{60} = N_{SPT} * E_F/60 * C_N$
$(N_1)_{60}$ = resistenza penetrometrica SPT normalizzata a una tensione efficace verticale di 100 kPa
$N_{SPT}$ = resistenza penetrometrica SPT misurata
$E_F$ = efficienza dei macchinari italiani stimato al 65%, riferita al rendimento del 60%
$C_N = (98,1/s'_{v0})^{.5}$ [kPa] = fattore di correzione (LIAO & WHITMANN - 1986)
A = 55, 60, 65 rispettivamente per sabbie fini, sabbie medie, sabbie grosse.

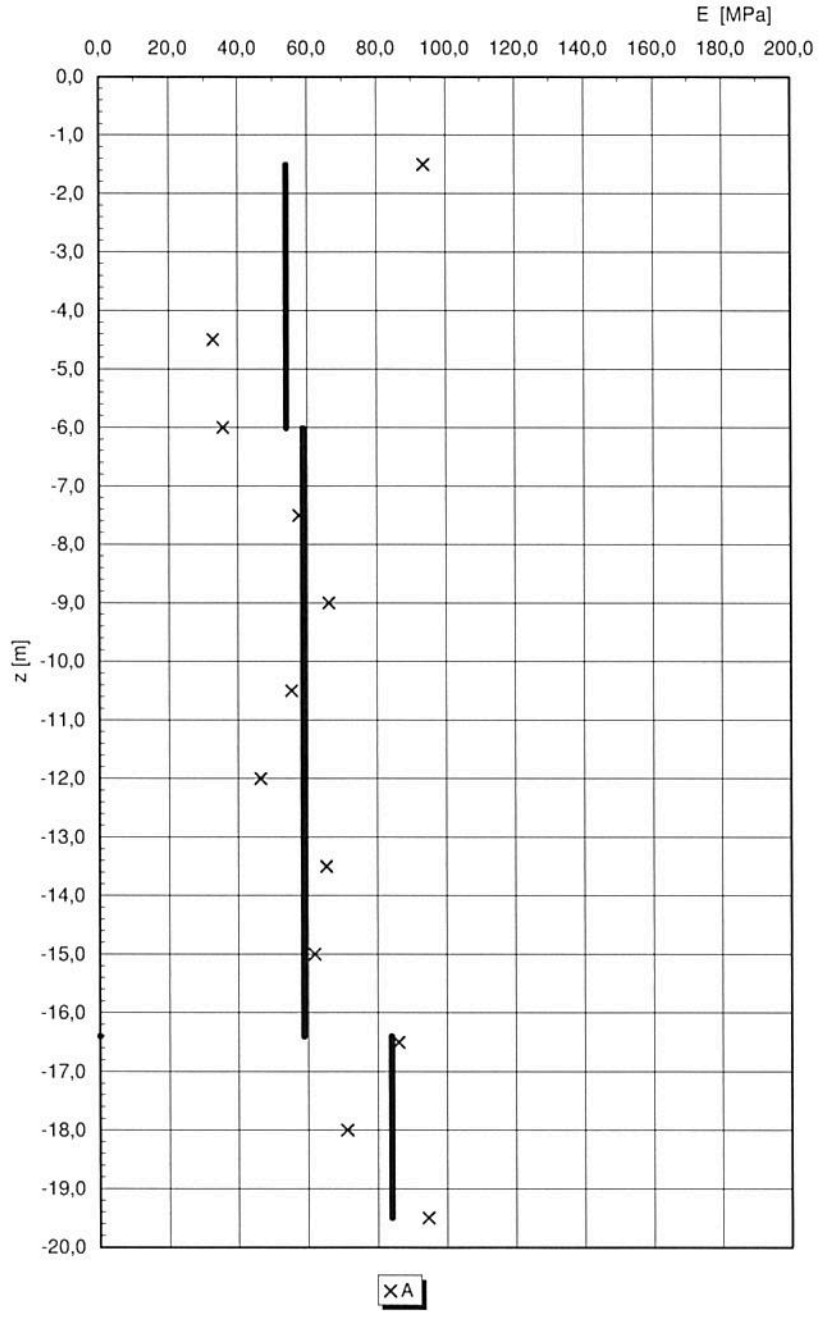
## FIGURA 2.3 – ANDAMENTO GRADIENTE MODULO ELASTICO *m* - PROFONDITÀ




**m = gradiente del modulo = a * e $^{(b*Dr)}$ (JAMIOLKOWSKI-PASQUALINI - 1975)**

a, b = parametri adimensionali funzione della granulometria del terreno assunti pari a:
a = 180, 210, 250
b = 0,02, 0,0225, 0,25
rispettivamente per sabbie fini, sabbie medie, sabbie grosse,
$D_r$ = densità relativa.

## FIGURA 2.4 – ANDAMENTO DEL MODULO ELASTICO *E* - PROFONDITÀ




$$E = m\,(\sigma'_c/\sigma_r)^n\,\sigma_r$$

m = gradiente del modulo = $a * e^{(b*Dr)}$ (JAMIOLKOWSKI-PASQUALINI - 1975)

n = esponente del modulo

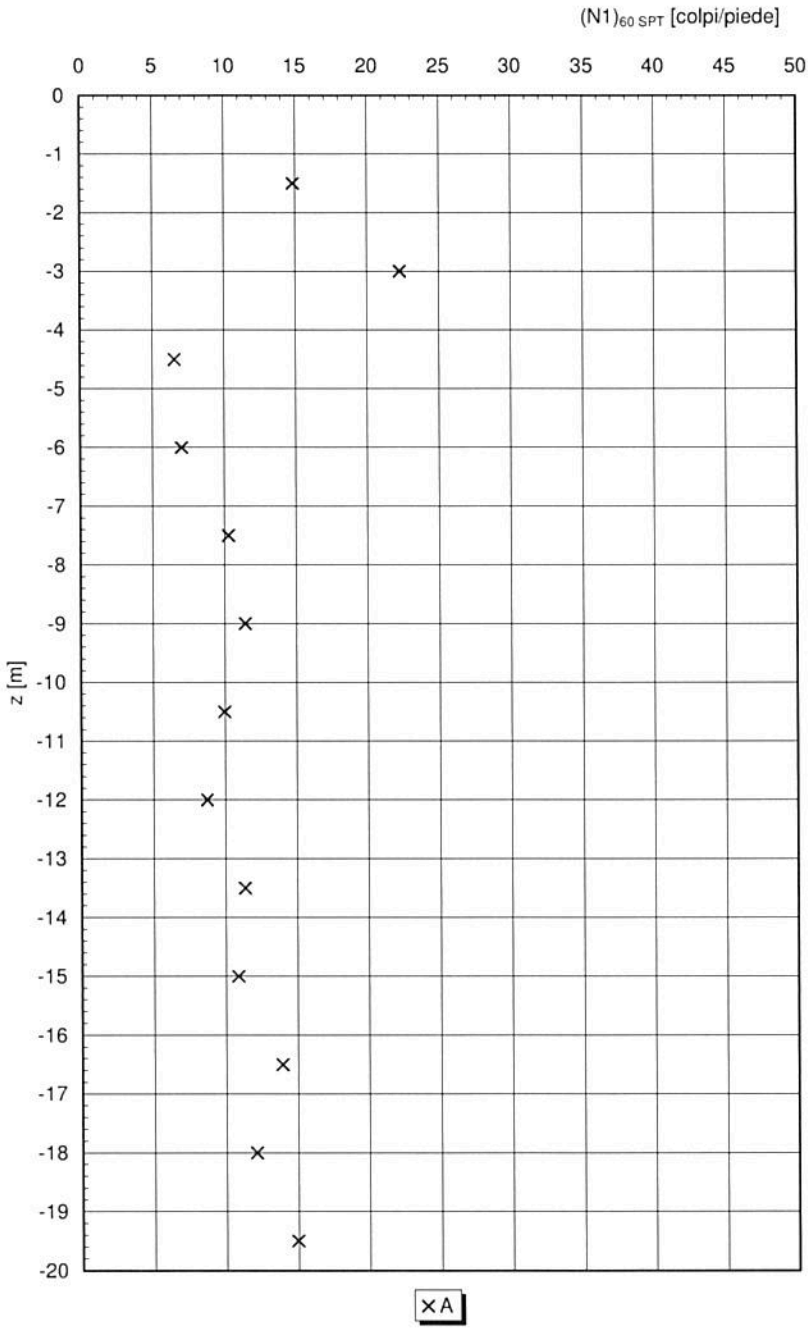
$\sigma'_c$ = pressione di contenimento efficace in kg/cm$^2$, calcolata adottando un coefficiente a riposo = 1-sin $\varphi$

$\sigma_r$ = pressione di riferimento = 100 per E in kPa

$$E = 196{,}2 * B * (N_1)_{60}\ \text{(SCHMERTMANN)}$$

B = 4, 6, 10 rispettivamente per sabbie fini, sabbie medie, sabbie grosse.

## FIGURA 2.5 – ANDAMENTO $(N_1)_{60SPT}$ – PROFONDITÀ




$$(N_1)_{60} = N_{SPT} * E_F/60 * C_N$$

$(N_1)_{60}$ = resistenza penetrometrica SPT normalizzata a una tensione efficace verticale =100 kPa

$N_{SPT}$ = resistenza penetrometrica SPT misurata

$E_F$ = efficienza dei macchinari italiani stimato al 65%, riferita al rendimento del 60%

$C_N = (98,1/\sigma'_{v0})^{.5}$ [kPa] = fattore di correzione (LIAO & WHITMANN - 1986)

## 2.3 - Idrologia

Nel corso dell'indagine è stata segnalata la presenza dell'acqua di falda alla quota $Q_w$ pari a:

$$Q_w = -4{,}1 \text{ m.}$$

Si ritiene prudenziale prefissare nell'area in esame la $Q_{wp}$ di progetto pari a:

$$Q_{wp} = -3{,}5 \text{ m.}$$

Se d'interesse specifico per la progettazione si consiglia uno studio idrologico della zona.

## 2.4 - Sismicità dell'area

Nel seguito viene fornito un inquadramento generale sulla classificazione sismica dell'area in esame nel rispetto delle disposizioni delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni del Decreto Ministeriale del 14/01/2008.

- ***a)*** Secondo la normativa vigente la tipologia del suolo di fondazione è dipendente dal valore $v_{s30}$, definito come media della velocità delle onde di taglio entro i primi 30 m dal piano di fondazione.
  Si ricorda che la normativa suddivide i terreni secondo quanto esposto nella tabella 2.2.

**TABELLA 2.2 – CLASSIFICAZIONE DEL TIPO DI SUOLO**

| CATEGORIA DI SUOLO | LITOLOGIA | $V_{s30}$ [m/s] | $N_{SPT}$ [/] | $c_u$ [kPa] |
|---|---|---|---|---|
| A | Formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi, comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore ≤ 5 m. | >800 | / | / |
| B | Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti con spessore di diverse decine di metri. | 360÷800 | >50 | >250 |
| C | Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate, o di argille di media consistenza con spessori variabili da diverse decine di metri fino a centinaia di metri. | 180÷360 | 15÷50 | 70÷250 |
| D | Depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati oppure coesivi da poco a mediamente consistenti. | <180 | <15 | <70 |
| E | Profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali con spessore compreso tra 5 e 20 m, giacenti su di un substrato di materiale più rigido con $v_{s30}$ >800 m/s. | come *C* o *D* | / | / |

$v_{s30}$ = velocità di diffusione delle onde di taglio (cfr. più avanti),
$N_{SPT}$ = resistenza SPT,
$c_u$ = coesione non drenata.

In particolare, come previsto dalle NTC, si considera la velocità $v_{s_30}$ di propagazione delle onde di taglio calcolata come valore equivalente entro la profondità di 30 m dall'imposta delle fondazioni dedotta dai risultati della prova MASW:

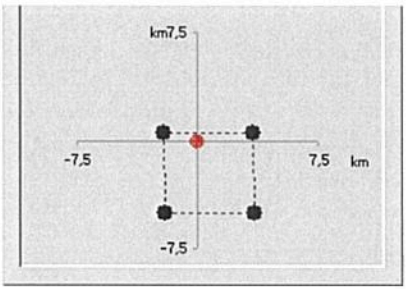
$$v_{s_30} = 300 \text{ m/s}.$$

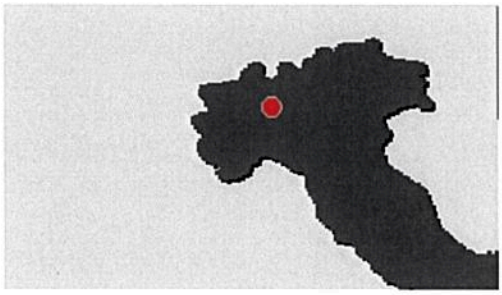
Dal valore $v_{s_30}$ risulta che terreni in esame fanno parte della **CATEGORIA DI SUOLO C.**

***- b)*** Le verifiche nei diversi stati limiti vanno condotte adottando le azioni sismiche che sono funzione della "pericolosità sismica" dell'area in esame.
La "pericolosità sismica" è definita a partire dall'accelerazione orizzontale massima attesa $a_g$ in condizioni di campo libero su suolo rigido, con piano campagna orizzontale.
Le azioni di progetto dovute al sisma si ricavano dalle accelerazioni $a_g$ e dalle relative forme spettrali definite, sul sito di riferimento, in funzione dei parametri:
• $a_g$ = accelerazione orizzontale massima al sito,
• $F_o$ = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,
• $T_c^*$ = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

I valori di tali parametri sono riportati nella tabella esposta nell'Allegato A del citato decreto in corrispondenza delle coordinate geografiche di una griglia di punti prefissati sul territorio. I parametri dell'area in esame vengono ottenuti per interpolazione lineare tra quattro punti della griglia.
Considerando con sufficiente approssimazione l'area ubicata in corrispondenza del centro del Comune di CORNAREDO, nella figura 2.6 sono mostrati i quattro punti della griglia in cui è compreso il centro di CORNAREDO e le relative coordinate geografiche.

**FIGURA 2.6 - PUNTI DI GRIGLIA ADIACENTI IL SITO IN ESAME**



Dall'interpolazione eseguita utilizzando il software del Consiglio Superiore dei Lavori pubblici "SpettriNTC.ver.1.0.3" risultano, per il sito in esame i valori dei parametri $a_g$, $F_o$ e $T_c^*$ riportati in tabella 2.3.

**TABELLA 2.3 - VALORI DEI PARAMETRI $A_G$, $F_o$ E $T^*_c$**

| $T_R$ [anni] | $a_g$ [g] | $F_0$ [-] | $T^*_c$ [s] |
|---|---|---|---|
| 30 | 0,017 | 2,547 | 0,160 |
| 50 | 0,021 | 2,524 | 0,189 |
| 72 | 0,025 | 2,583 | 0,195 |
| 101 | 0,028 | 2,593 | 0,208 |
| 140 | 0,031 | 2,614 | 0,222 |
| 201 | 0,034 | 2,642 | 0,234 |
| 475 | 0,043 | 2,669 | 0,284 |
| 975 | 0,051 | 2,732 | 0,303 |
| 2475 | 0,063 | 2,840 | 0,325 |

$T_R$ = periodo di ritorno,
$a_g$ = accelerazione orizzontale massima del terreno,
$F_0$ = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,
$T^*_c$ = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

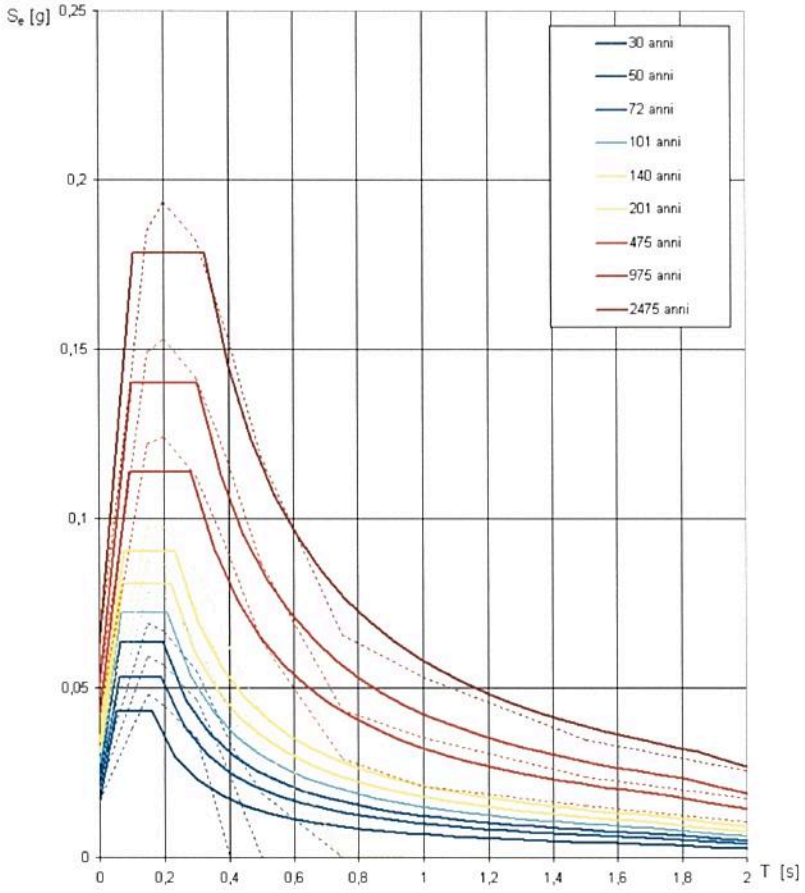
Utilizzando il medesimo software si ricavano gli spettri di risposta elastica delle componenti orizzontali di moto, costruiti a partire dai parametri di tabella 2.3, per i diversi periodi di ritorno considerati dal D.M..
Gli spettri sono riportati nella figura 2.7.

- Con linee continue gli spettri di risposta elastici in accelerazione delle componenti orizzontali di moto per diversi periodi di ritorno dell'azione sismica

(D.M. del 14/01/2008).

- Con linee tratteggiate gli spettri definiti dal progetto INGV-S1 (http://esse1.mi.ingv.it/ - Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia) a partire dai quali sono stati derivati gli spettri di normativa.

**FIGURA 2.7 - SPETTRI DI RISPOSTA ELASTICI SU SUOLO RIGIDO**




## *2.5 – Verifica a liquefazione*

Secondo le NTC, la verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti una delle seguenti circostanze.

1) Eventi sismici attesi di magnitudo M<5.
2) Accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) < 0,1 g.

3) Profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali.
4) Depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60}>30$ oppure $q_{c1N}>180$ dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata con prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e $q_{c1N}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa.
5) Distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nelle figure 7.11.1 (a) e 7.11.1 (b) delle NTC.

Da quanto esposto sopra le circostanze 1), 2) si manifestano nel sito in esame. Pertanto la verifica di suscettibilità alla liquefazione dei terreni viene omessa.

# *Capitolo 3* ***CARATTERISTICHE SOMMARIE DEL PROGETTO***

Il progetto prevede la realizzazione di un edificio industriale ubicato secondo il layout riportato nella figura 1.2.
L'edificio presenta una struttura del tipo puntiforme in calcestruzzo armato prefabbricato con associati carichi in fondazione agli SLE compresi significativamente tra 4000 e 7000 kN.

Le fondazioni sono previste impostate alla quota $Q_f$ pari a:

$$Q_f = -1{,}8 \text{ m.}$$

# *Capitolo 4* ***FONDAZIONI***

## *4.1 – Definizione della tipologia di fondazione da adottare per le strutture in progetto*

Sulla base delle caratteristiche litostratigrafiche e meccaniche dei terreni in esame ed in considerazione delle caratteristiche strutturali e di carico di quanto in progetto, non si ritiene ammissibile in prima istanza l'adozione di fondazioni dirette a plinto e nastriformi impostate alla $Q_f$. A tale quota sono infatti presenti in tutta l'area i terreni dello strato A, aventi associate caratteristiche meccaniche scadenti, ritenuti non idonei come sedime delle fondazioni.
Considerati i notevoli carichi trasmessi in fondazione, queste saranno impostate su elementi verticali profondi. Al riguardo si propongono pali trivellati del tipo CFA, a elica continua gettati in opera con calcestruzzo pompato a pressione attraverso l'asse cavo della cloclea durante la sua risalita.
Nelle note seguenti di tali pali sarà condotta l'analisi di resistenza e di deformazione.

## *4.2 – Analisi pali di fondazione*

*4.2.1 – Analisi pali sottoposti a forze verticali di compressione*

*- a) Caratteristiche dimensionali e di carico*

La resistenza di progetto $R_D$ del palo dovrà rispettare la condizione:

$$R_D \geq E_D$$

dove $E_D$ è il valore di progetto dell'azione che sarà definito dal Progettista in relazione ai materiali che si definirà di adottare (classe del calcestruzzo, quantitativo d'armatura, diametro).
Nel seguito, nella valutazione della resistenza in termini GEO si prevede un "range" entro il quale si ritiene siano compresi i valori $R_D$ richiesti.
Sono considerati pali del diametro nominale D = 500, 600 e 800 mm.

*- b) Ipotesi e modalità di calcolo*

I calcoli sono condotti secondo quanto prescritto nella normativa di riferimento.
La resistenza di calcolo $R_{c,cal}$ dei pali viene considerata come sommatoria della resistenza laterale $R_{c,cal_l}$ e resistenza di base $R_{c,cal_b}$.
Per la valutazione della $R_{c,cal_b}$ il terreno è ipotizzato incompressibile e in condi-

zioni di rottura generale; è calcolata con il metodo di BEREZANTZEV (1961). Per la valutazione della $R_{c,cal_l}$ si è utilizzato il metodo MAYER(1949) e BERNAL-REESE (1983).
I parametri geotecnici adottati nei calcoli sono dedotti dalla caratterizzazione del suolo esposta nel capitolo 2 che rappresenta la condizione geotecnica media dell'area e che, in relazione alla variabilità delle caratteristiche litostratigrafiche dell'area, fornisce il valore minimo della $R_{c,cal}$ dal quale, utilizzando i fattori di correlazione $\xi_3$ per un numero di verticali pari a 3 ($\xi_3$ = 1,6) e i coefficienti parziali $\gamma_R$, si ottiene la resistenza di progetto $R_D$.
Per il calcolo dei cedimenti del palo isolato si è adottato il metodo delle curve di trasferimento.

*- c) Risultati dei calcoli*

I parametri, le modalità ed i risultati dei calcoli di resistenza e di cedimento dei pali sono riportati nell'APPENDICE DI CALCOLO e riassunti nella tabella 4.1.

**TABELLA 4.1 - RIASSUNTO DEI CALCOLI DI CAPACITÀ PORTANTE VERTICALE A COMPRESSIONE DEI PALI TIPO CFA**

| D [mm] | $Q_b$ [m] | $R_{c,calc_l}$ [kN] | $R_{c,calc_b}$ [kN] | $N_{calc_SLE}$ [kN] | $R_{ck,l}$ [kN] | $R_{ck,b}$ [kN] | $R_D$ [kN] | w [cm] | $K_v$ [MN/m] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 500 | -19,5 | 2185,9 | 447,7 | 822,4 | 1366,2 | 279,8 | 1331,1 | 0,22 | 373,8 |
| | -21,5 | 2660,2 | 492,5 | 989,5 | 1662,6 | 307,8 | 1602,7 | / | / |
| | -23,5 | 3176,9 | 537,2 | 1170,8 | 1985,6 | 335,7 | 1897,4 | / | / |
| 600 | -20,0 | 2760,6 | 661,9 | 1058,8 | 1725,3 | 413,7 | 1711,9 | 0,23 | 460,3 |
| | -22,0 | 3342,4 | 726,4 | 1265,8 | 2089,0 | 454,0 | 2048,1 | / | / |
| | -24,0 | 3975,3 | 790,7 | 1489,7 | 2484,6 | 494,2 | 2412,0 | / | / |
| 800 | -20,5 | 3868,3 | 1254,0 | 1557,9 | 2417,7 | 783,8 | 2510,9 | 0,27 | 577,0 |
| | -23,0 | 4870,0 | 1352,4 | 1905,7 | 3043,8 | 845,3 | 3078,0 | / | / |
| | -25,5 | 5978,0 | 1495,3 | 2303,9 | 3736,3 | 934,6 | 3724,4 | / | / |

$D$ = diametro del palo,
$Q_b$ = quota di base del palo,
$R_{c,calc_l}$ = portata limite laterale,
$R_{c,calc_b}$ = portata limite di base,
$N_{calc_SLE}$ = carico di calcolo dei cedimenti,
$R_{ckl}$ = resistenza caratteristica laterale = $R_{c,calc_l}/\xi_3$,
$R_{ckb}$ = resistenza caratteristica di base = $R_{c,calc_b}/\xi_3$,
$\xi_3$ = fattore per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate assunto pari a 1,6 (n° verticali = 3, condizione geotecnica media),
$R_D$ = resistenza di progetto = $R_{ck}/\gamma_R$,

$\gamma_R$ = coefficiente parziale (cfr. tabella 6.4.II delle NTC),
w = cedimento testa palo,
$K_v$ = rigidezza verticale palo = $N_{calc_SLE}/w$.

*- d) Indicazioni progettuali*

- La disposizione dei pali al disotto delle fondazioni sarà tale da considerare un interasse minimo tra pali contigui pari a 3 diametri. Qualora si adottasse la soluzione di plinti su due pali si dovrà prevedere una trave interplinto con la funzione di assorbire i momenti longitudinali.

- Nel calcolo delle forze agenti sui singoli pali al disotto della fondazione si dovrà a parere degli scriventi assumere uno scostamento del palo rispetto alla posizione di progetto.
  Tale "eccentricità", dovuta a errori di posizionamento dell'attrezzatura e in subordine a errori di tracciamento, per i pali in esame potrà essere assunta pari a:

$$e_p = 4 \div 5 \text{ cm.}$$

- La resistenza $R_D$ calcolata nel paragrafo precedente è da intendere relativa a un palo isolato. La resistenza $R_{DG}$ del gruppo di pali in generale è differente rispetto al prodotto della resistenza $R_D$ del singolo palo per il numero $n_p$ dei pali del gruppo ed è pari a:

$$R_{DG} = E_G * n_p * R_d$$

  $E_G$ = efficienza della palificata.
  Con la tipologia di palo proposta (eseguita per parziale asportazione di terreno), nei terreni prevalentemente incoerenti quali quelli in esame l'efficienza è in generale maggiore di 1 in quanto l'azione di costipamento prodotta nel corso dell'esecuzione del palo produce un aumento della densità dei terreni. Le incertezze insite nel calcolo di $E_G$ consigliano di adottare cautelativamente:

$$E_G = 1.$$

- Come prescritto dalla normativa occorrerà verificare che le deformazioni derivanti dai cedimenti dei pali siano compatibili con i requisiti prestazionali delle strutture in elevazione (verifiche SLE). A tale scopo, nell'analisi interattiva struttura-terreno potranno essere utilizzati i valori delle rigidezze K dei

pali indicate nella tabella 4.1.
Si fa rilevare che tali valori sono relativi al palo isolato. Il palo facente parte di un gruppo avrà associati valori di $K_v$ minori, variabili al variare del numero di pali e dell'interasse.
Un valore di prima approssimazione del cedimento medio $w_g$ del gruppo di pali che può essere utilizzato per la valutazione della rigidezza $K_{vg}$ media del palo in gruppo:

$$K_{vg} = N_p/w_g$$

potrà essere calcolato tramite l'espressione:

$$w_g = 0{,}3 * n_p * w_s * R^{-1,2}$$

$n_p$ = numero dei pali del gruppo,
$w_s = N_p/K_v$ = cedimento del palo isolato,
$N_p$ = forza media agente sul singolo palo,
$K_v$ = rigidezza palo isolato (cfr. tabella 4.1),
$R = (n_p * s/L)^{0,5}$,
s = interasse medio dei pali in gruppo,
L = lunghezza media dei pali in gruppo.

*4.2.2 – Analisi pali sottoposti a forze orizzontali*

L'analisi dei pali sottoposti a forze orizzontali che porta alla valutazione della deformata e delle azioni flettenti potrà essere condotta, in predimensionamento, utilizzando le seguenti espressioni (MATLOCK - REESE):

$$\rho = C_y * (H * T^3/(E_p * J_p)$$
$$M_z = C_m * H * T$$

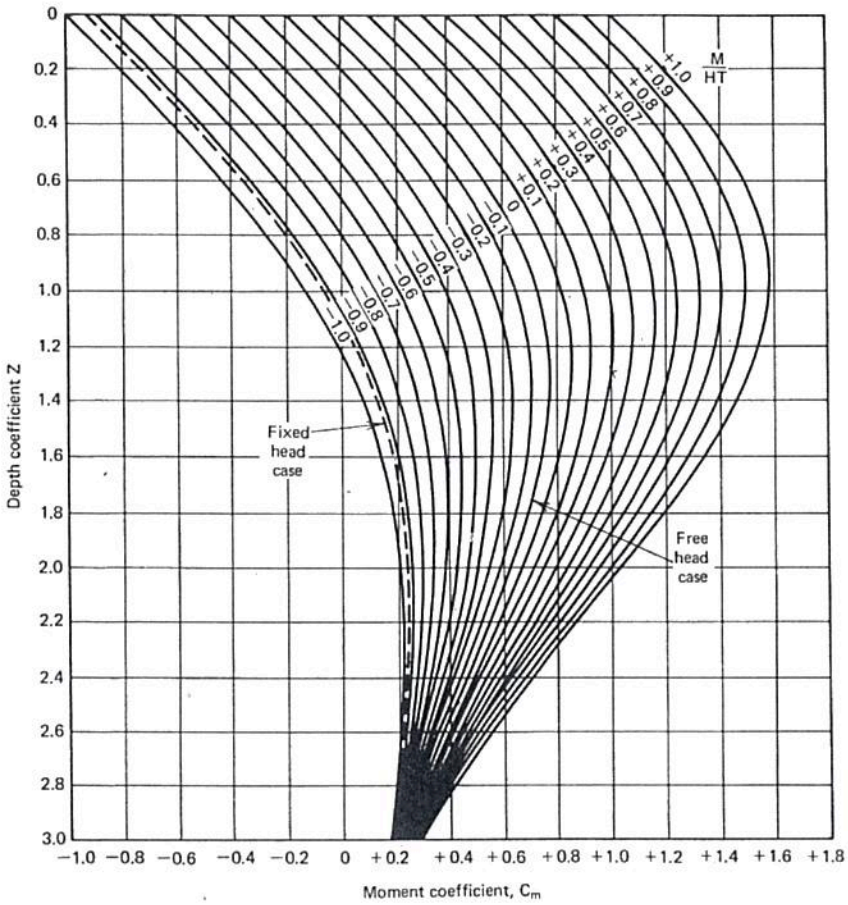
dove:
$\rho$ = spostamento orizzontale,
$M_z$ = momento flettente,
$C_y$, $C_m$ = coefficienti variabili in funzione del vincolo in testa al palo e del coefficiente di profondità Z = z/T riportati negli abachi di figure 4.1, 4.2,
T = lunghezza caratteristica = $[(E_p * J_p)/n_h]^{.25}$,
$E_p$ = modulo elastico del materiale costituente il palo,
$J_p$ = momento di inerzia della sezione del palo,

$n_h$ = A $\gamma$/1.35 = modulo di reazione orizzontale del terreno,

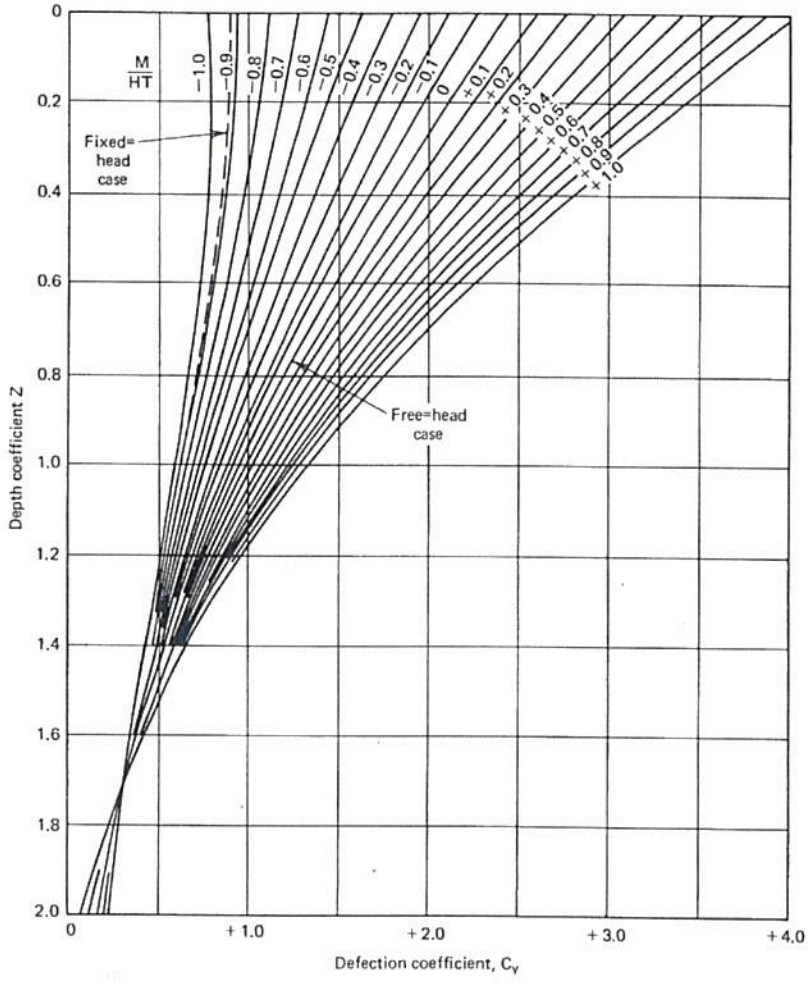
A = coefficiente funzione della rigidezza del terreno che può essere assunto pari a 400,

$\gamma$ = peso di volume del terreno = 10 kN/m$^3$.

**FIGURA 4.1 – ABACO $C_Y$ – Z**



## FIGURA 4.2 – ABACO $C_M$ – Z



# Capitolo 5 **RACCOMANDAZIONI ESECUTIVE**

## 5.1 – Fase di produzione

Nel corso della fase di produzione dei pali, allo scopo di controllare il buon andamento dei lavori e la corretta esecuzione, si consiglia la registrazione continua in corso d'opera dei parametri dell'avanzamento dell'elica (pressione olio, velocità d'avanzamento, ecc.), dei quantitativi di calcestruzzo utilizzati per il singolo palo e la pressione di getto.
In particolare occorrerà misurare per il singolo palo l'assorbimento di calcestruzzo $V_a$ e rapportarlo con il volume teorico $V_t$. Sarà ammesso un rapporto $\alpha_{cls} = V_a/V_t$ compreso tra 1 e 1,4.
Valori di $\alpha_{cls}$ differenti da quello segnalato sono indicatori di anomalie esecutive. Occorrerà in tal caso interrompere le lavorazioni e prendere i necessari provvedimenti correttivi.

## 5.2 - Controlli e verifiche

Come previsto dalla normativa, si rileva che il dimensionamento dei pali potrà anche essere condotto mediante l'approccio sperimentale, utilizzando i risultati di una o più prove di carico di progetto da eseguire su pali pilota.
Queste prove permetteranno di ottimizzare il dimensionamento dei pali condotto nel presente rapporto con l'utilizzo dei fattori di correlazione $\xi_1$ e $\xi_2$ che si ricorda, assumono valori significativamente inferiori a quelli del fattore $\xi_3$ adottati sopra con il metodo analitico.
Per ultimo si ricorda quanto esposto nella Normativa vigente relativamente all'accettazione dei pali di fondazione, ovvero la necessità di eseguire prove di collaudo sui pali della palificata.

" *Sui pali di fondazione devono essere eseguite prove di carico statiche di verifica per controllarne principalmente la corretta esecuzione e il comportamento sotto le azioni di progetto. Tali prove devono pertanto essere spinte ad un carico assiale pari a 1.5 volte l'azione di progetto utilizzata per le verifiche SLE.*
*Il numero e le prove di verifica devono essere stabiliti in base all'importanza dell'opera e al grado di omogeneità del terreno di fondazione; in ogni caso il numero di prove non deve essere inferiore a:*

*1 se il numero di pali è inferiore o uguale a 20,*

*2 se il numero di pali è compreso tra 21 e 50,*

*3 se il numero di pali è compreso tra 51 e 100,*

*4 se il numero di pali è compreso tra 101 e 200,*

*5 se il numero dei pali è compreso tra 201 e 500,*

*il numero intero più prossimo al valore 5+ n/500, se il numero n di pali è superiore a 500.*

*Il numero di prove di carico di verifica può essere ridotto se sono eseguite prove di carico dinamiche, da tarare con quelle statiche di progetto, e siano effettuati controlli non distruttivi su almeno il 50% dei pali....*". (D.M. del 14/01/2009).

# STUDIO TECNICO
# Geom. UGO CELOTTI S.R.L.

VIA MINCIO 22 - CAP 20139 MILANO - TEL. 025393977 r.a. - 025392262 FAX
e-mail: studiocelotti@studiocelotti.it


INDAGINI GEOGNOSTICHE - PROVE SU TERRENI DI FONDAZIONE
RICERCHE IDROLOGICHE AMBIENTALI - STRUMENTAZIONI GEOTECNICHE
PERFORAZIONI PROFONDE PER GEOTERMIA PER DISPERSORI PER STRUMENTAZIONI
RILIEVI TOPOGRAFICI - PROSPEZIONI GEOFISICHE E GEOELETTRICHE

GENERALE PREFABBRICATI S.p.A. - Centro Direzionale Quattrotorri
Ellera Stazione - PERUGIA

Indagini geognostiche e geotecniche eseguite nel terreno di fondazione di un edificio industriale di prossima costruzione in comune di Cornaredo (Milano) - Via Reiss Romoli.

SONDAGGIO GEOGNOSTICO E GEOTECNICO N. A
PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE NN. 1 - 2

Disegno n. 6229/1A Data: 09 - 07 - 2013

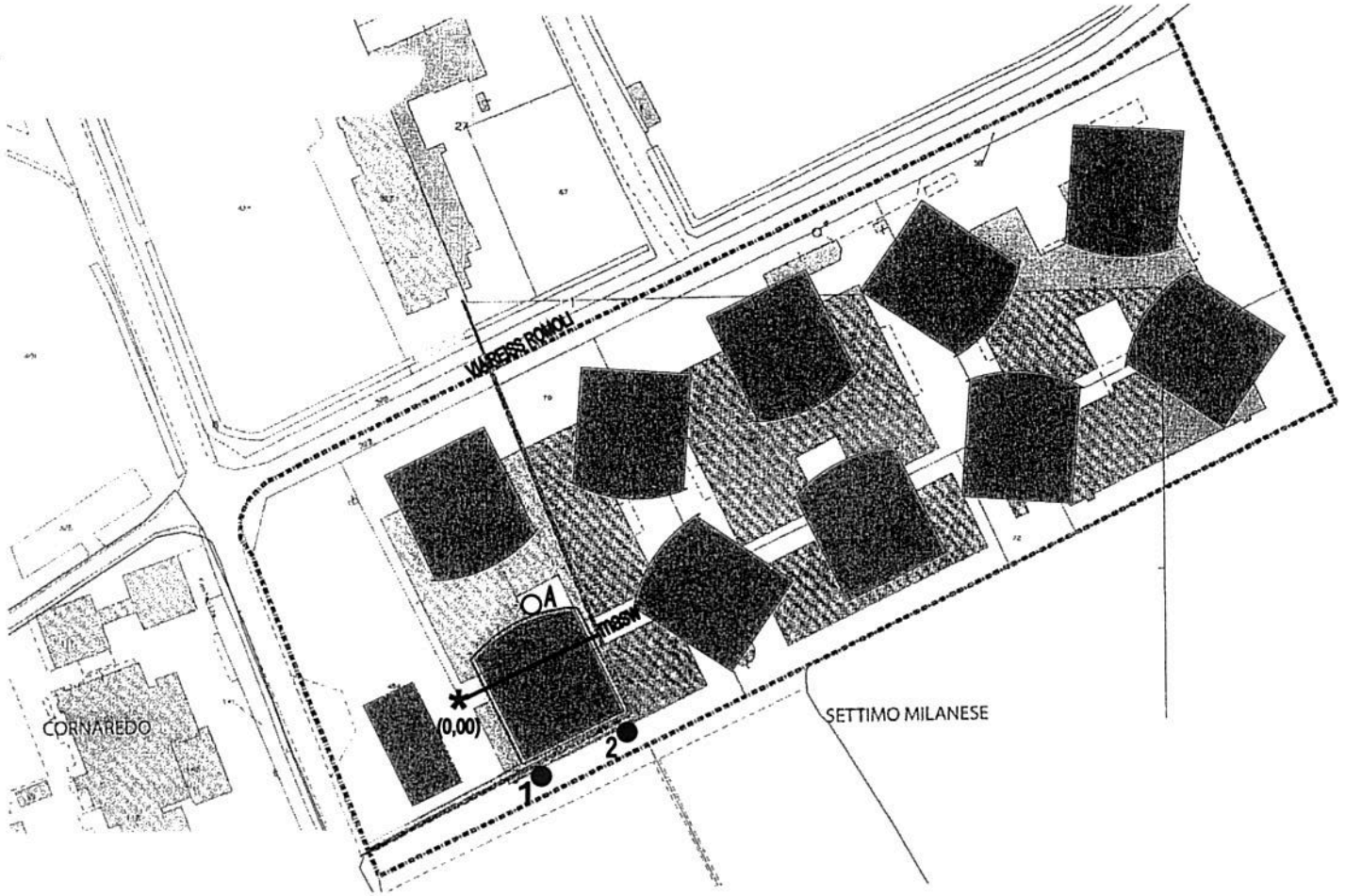
N.B. - Lo zero di riferimento delle profondità coincide con il piano della soglia dell'attuale ingresso carrabile ai capannoni esistenti (v. dis.).

**PLANIMETRIA**
**Scala 1: 2000**

○ Sondaggio geognostico e geotecnico

● Prove penetrometriche dinamiche

—— Traccia masw



**SONDAGGIO GEOGNOSTICO N° A** **DATA: 4-7-2013**

Dis.n°:6229AS Località : CORNAREDO

Inizio sondaggio m. 0.0 Fine sondaggio m. 20.0

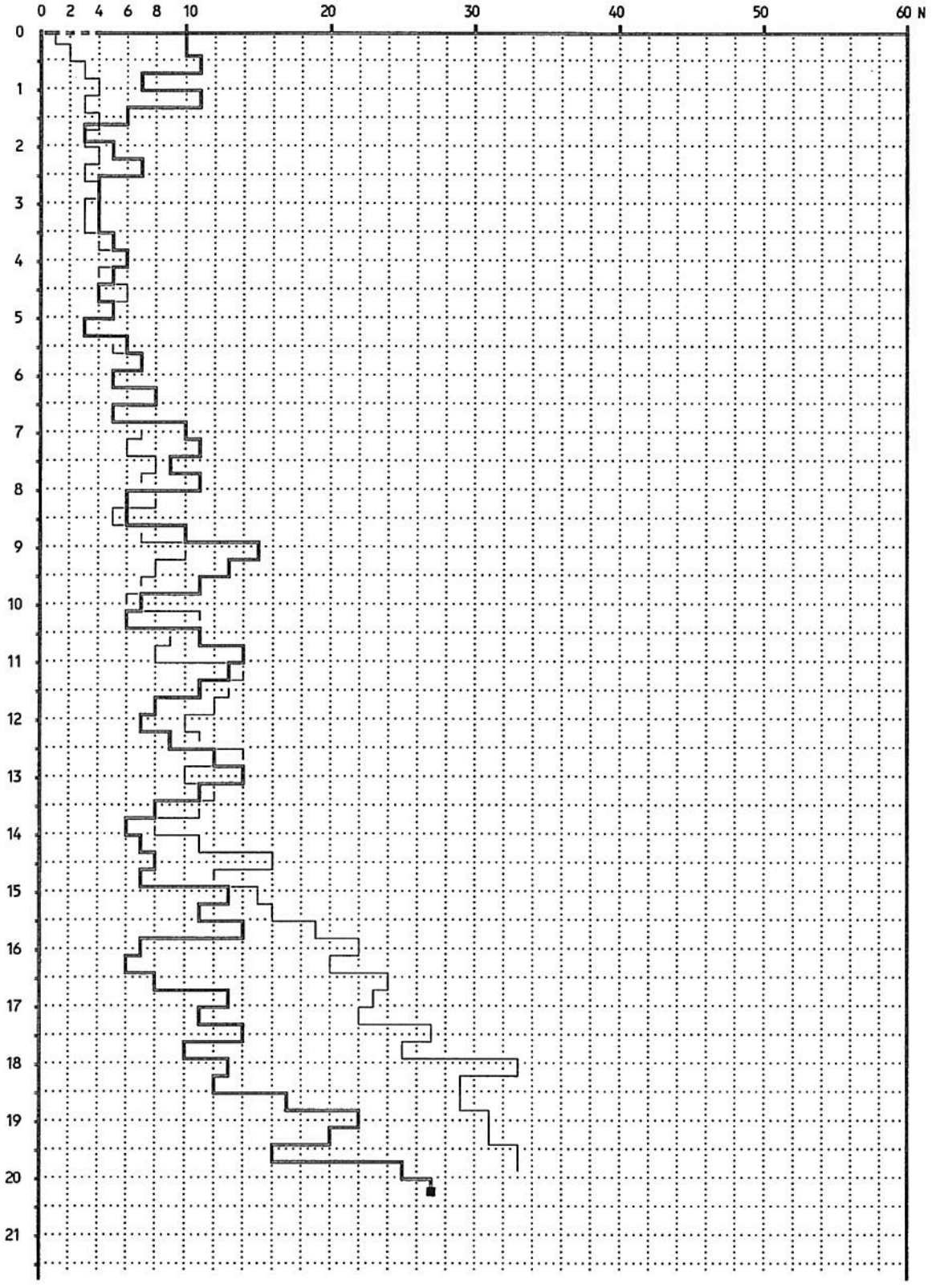
| Carotaggio % (5 45 85) | R.Q.D. modificato % (5 45 85) | Campioni (Ind / Semi ind / = Rim) | Prof in m | Litologia | Pocket Kg/cm² | Vane test Kg/cm² | S.P.T. n° colpi x 15 cm | H²O m | Piezometro a tubo |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | Asfalto - colore: grigio scuro. — 0.1 | | | | | |
| | | | 1 | Ghiaia media con sabbia media debolmente ciottolosa - colore: marrone. Presenza di minuti frammenti di asfalto e mattoni. | | | | | |
| | | A 1.50 | | — 1.2 | | | 4 5 3 | | |
| | | | 2 | Sabbia fine con ghiaia media debolmente ciottolosa - colore: grigio chiaro. — 1.5 | 1.80 | 0.90 | | | |
| | | | | Limo sabbioso (sabbia fine) con tracce di ghiaia fine - colore: marrone chiaro. — 2.0 | | | | | |
| | | B 3.00 | 3 | Sabbia media ghiaiosa (ghiaia media) debolmente limosa - colore: marrone chiaro/grigio chiaro. — 3.0 | | | 6 8 9 | | |
| | | | 4 | Sabbia media con ghiaia media debolmente limosa debolmente ciottolosa - colore: marrone/grigio chiaro. | | | | 4.10 | |
| | | C 4.50 | 5 | | | | 4 3 3 | | |
| | | D 6.00 | 6 | — 5.7 Ghiaia media con sabbia media debolmente limosa - colore: marrone. | | | 2 4 3 | | |
| | | | 7 | — 6.6 Sabbia grossa ghiaiosa (ghiaia media) con tracce di limo e ciottoli - colore: marrone. | | | | | |
| | | E 7.50 | 8 | | | | 7 5 6 | | 8.00 |
| | | F 9.00 | 9 | — 8.4 Sabbia media con ghiaia media debolmente limosa - colore: marrone. Tracce di ciottoli. | | | 6 8 5 | | |
| | | | 10 | | | | | | |
| | | G 10.50 | 11 | | | | 8 5 7 | | |
| | | H 12.00 | 12 | | | | 7 5 6 | | |
| | | | 13 | — 13.2 | | | | | |
| | | I 13.50 | 14 | Sabbia grossa con ghiaia media limosa debolmente ciottolosa - colore: marrone. | | | 5 8 7 | | |
| | | L 15.00 | 15 | — 15.0 Ghiaia media con sabbia media ciottolosa debolmente limosa - colore: marrone. | | | ● 7 6 9 | | |
| | | M 16.50 | 16 | | | | ● 7 9 11 | | |
| | | N 18.00 | 17 | | | | | | |
| | | | 18 | | | | ● 11 8 10 | | |
| | | O 19.50 | 19 | | | | | | |
| | | | 20 | — 20.0 | | | ● 9 13 10 | | 20.0 |
| | | | 21 | | | | | | |

● SPT con punta conica 60°.

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA N°:1** **DATA: 4-7-2013**

Disegno n°:62291H Località : CORNAREDO

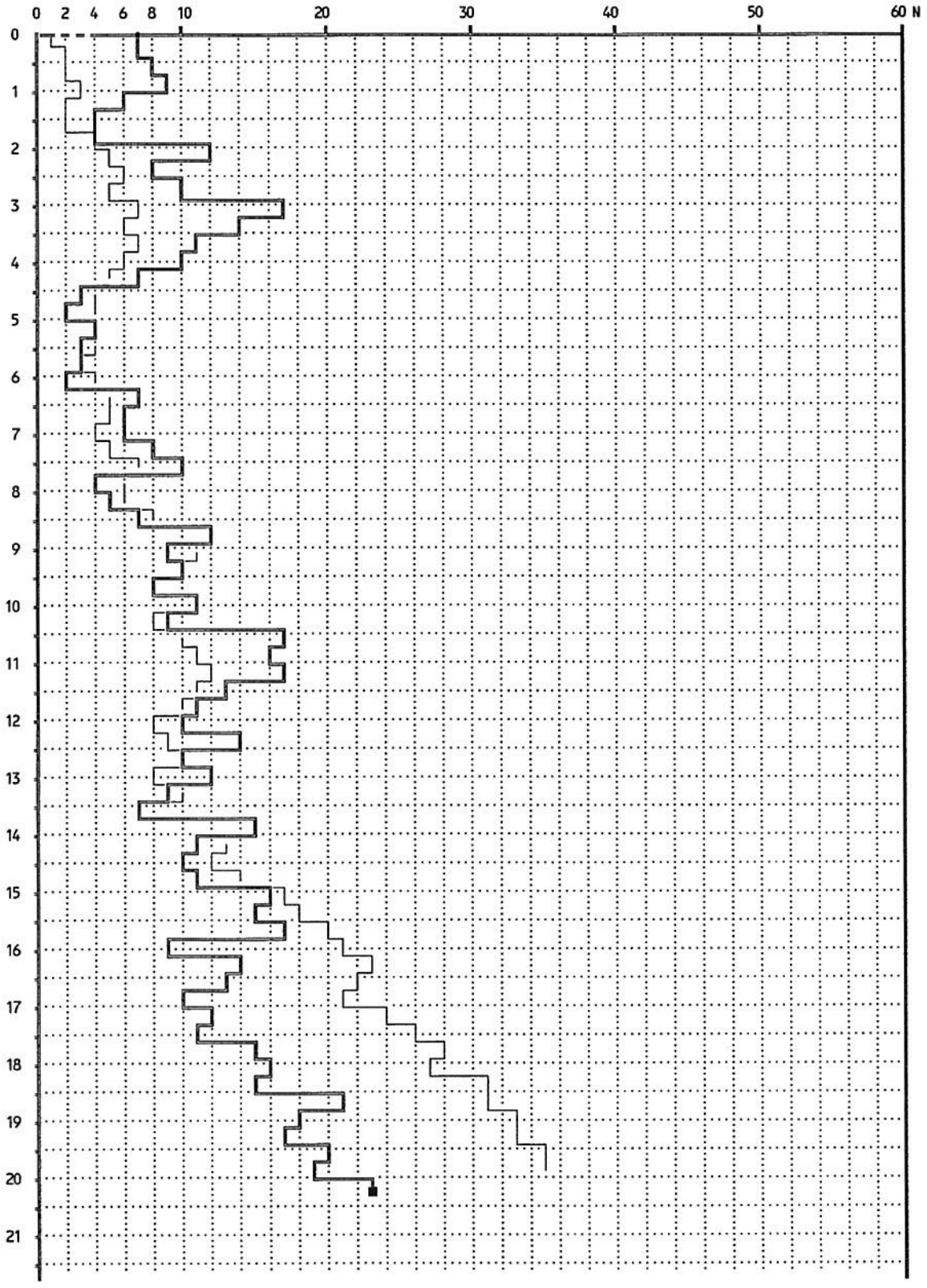
Penetrometro con asta isolata dal terreno circostante
N = Numero di colpi/piede di affondamento con mazza battente da 160 libbre e volata da 30 pollici
—— Punta 60° ϕ= 2'' —— Tubazione di rivestimento ϕ = 1''1/2
- - - Inizio prova m. 0.00 Assenza acqua fino a m.1.10 poi foro ostruito ■ Fine prova m.20.30



**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA N°:2** **DATA: 4-7-2013**

Disegno n°:62292H Località : CORNAREDO

Penetrometro con asta isolata dal terreno circostante
N = Numero di colpi/piede di affondamento con mazza battente da 160 libbre e volata da 30 pollici
—— Punta 60° ϕ= 2'' —— Tubazione di rivestimento ϕ = 1''1/2
- - - Inizio prova m. 0.00 Assenza acqua fino a m.1.30 poi foro ostruito ■ Fine prova m.20.30



**STUDIO TECNICO GEOM. UGO CELOTTI s.r.l.**
CAPITALE SOCIALE EURO 100.000,00 I.V.
VIA MINCIO, 22 – C.A.P. 20139 **M I L A N O** TEL. 02.5393977 – FAX 02.5392262
e-mail: studiocelotti@studiocelotti.it

SONDAGGI GEOGNOSTICI GEOTECNICI AMBIENTALI GEOARCHEOLOGICI – PROVE SU TERRENI DI FONDAZIONE INDAGINI E RICERCHE GEOLOGICHE E IDROLOGICHE - PERFORAZIONI PROFONDE PER GEOTERMIA PER DISPERSORI PER STRUMENTAZIONI - PROSPEZIONI GEOFISICHE GEOELETTRICHE - RILIEVI TOPOGRAFICI
C.C.I.A.A. REG. DELLE IMPRESE DI MILANO – COD.FISC.-PART.IVA 05092310969 – SOA 5496/58/01

Milano, Luglio 2013

Prot. n. 6229/2A

Spett.le
GENERALE PREFABBRICATI S.p.A.
Centro Direzionale Quattrotorri
Ellera Stazione
06132 PERUGIA

# INDAGINE GEOFISICA FINALIZZATA AGLI STUDI DELLA MICROZONAZIONE SISMICA PER LA RISPOSTA LOCALE METODOLOGIA MASW

**CORNAREDO (Milano)**
**Via Reiss Romoli**

**Relazione**

# INDICE

1 – PREMESSA.....3

2 – CENNI TEORICI.....4

3 – ACQUISIZIONE ED ELABORAZIONE DATI.....5

3.1 – Strumentazione utilizzata.....5

3.2 – Interpretazione dei dati.....6

4 – RISULTATI.....8

5 – CONCLUSIONI E CONSIDERAZIONI.....10

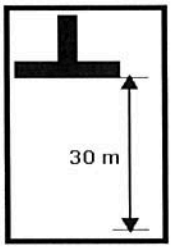
6 – ZONIZZAZIONI SISMICHE PREVISTE DA N.T.C.....10

## 1 - PREMESSA

Il giorno 5 luglio 2013 è stata eseguita una prospezione geofisica nel terreno di fondazione di un edificio industriale di prossima costruzione in comune di Cornaredo (Milano).
Al fine di caratterizzare la risposta sismica della zona in esame è stata registrata una sezione geosismica MASW (Multi-channel Analysis of Surface Waves, analisi della dispersione delle onde di Rayleigh da misure di sismica attiva – e.g. Park et al., 1999), utile a definire il profilo verticale della velocità di propagazione delle onde di taglio (Vs).
Nel loro insieme, le procedure adottate sono state eseguite in accordo alle norme tecniche per le costruzioni del DM 14 gennaio 2008 (ex DM 14/09/2005).
Queste, in buona misura, fanno risalire la stima dell'effetto di sito alle caratteristiche del profilo di velocità delle onde di taglio Vs.
La classificazione dei terreni si basa sul valore medio della velocità delle onde di taglio nei primi 30 metri di profondità (Vs30). Essa è definita dalla relazione:

**CATEGORIE DI SUOLO DI FONDAZIONE**

$$Vs30 = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{hi}{Vi}}$$



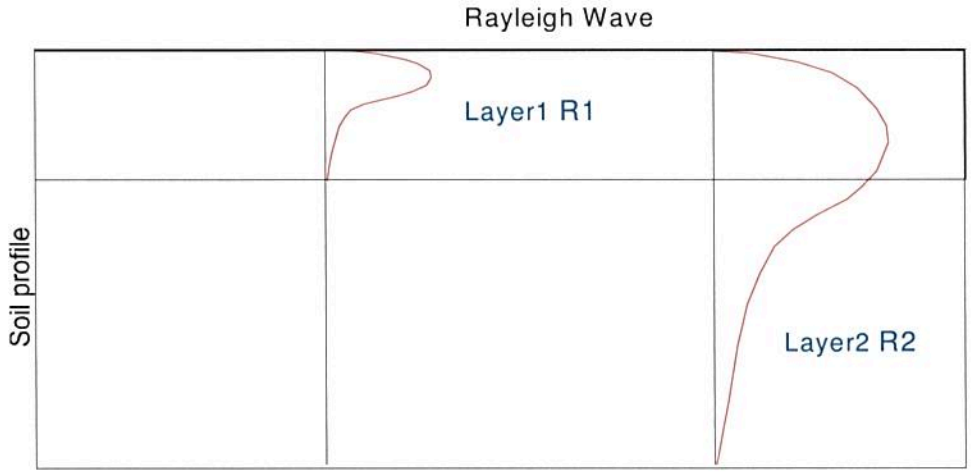

In cui Vi e hi sono rispettivamente la velocità delle onde di taglio e lo spessore dell'i-esimo strato.

## 2 - CENNI TEORICI

La metodologia MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) permette di ricavare le velocità delle onde di taglio verticali Vs dalla determinazione delle velocità delle onde superficiali.

La misura delle velocità delle onde superficiali viene calcolata grazie all'utilizzo di stendimenti di sensori posti in genere a distanze regolari sulla superficie del suolo da indagare.

La porzione che predomina nelle onde superficiali è costituita dalle onde di Rayleigh la cui velocità è correlata alla rigidezza e ai parametri elastici dei suoli attraversati.
E' importante tenere presente che nei mezzi stratificati le onde di Rayleigh sono dispersive, cioè le alte frequenze e, quindi, con lunghezze d'onda corta, si propagano prevalentemente negli strati più superficiali del terreno, invece le onde con lunghezze maggiori tendono a coinvolgere gli strati più profondi così come di seguito illustrato.




La metodologia MASW può essere sia *attiva* che *passiva* o la combinazione di entrambe. Nel sistema attivo le onde superficiali vengono generate in un punto noto in modo non casuale e vengono registrate da stendimenti lineari di sensori. Nel metodo passivo lo stendimento di ricezione può essere sia lineare che circolare e si misura il rumore di fondo ambientale esistente.

Il metodo attivo è quello che meglio permette la classificazione sismica dei suoli perchè fornisce con un miglior dettaglio il profilo delle velocità sismiche nei primi 30 metri da piano campagna. Infatti si ottiene una curva dispersione per un range di frequenze normalmente comprese tra i 5 ed i 70 Hz la cui propagazione avviene prevalentemente nella parte più superficiale del suolo in funzione anche delle sue caratteristiche elastiche.

Dall'utilizzo del metodo passivo invece si ottiene una maggiore investigazione in termini di profondità ma una minore risoluzione delle velocità degli strati, soprattutto quelli più superficiali.

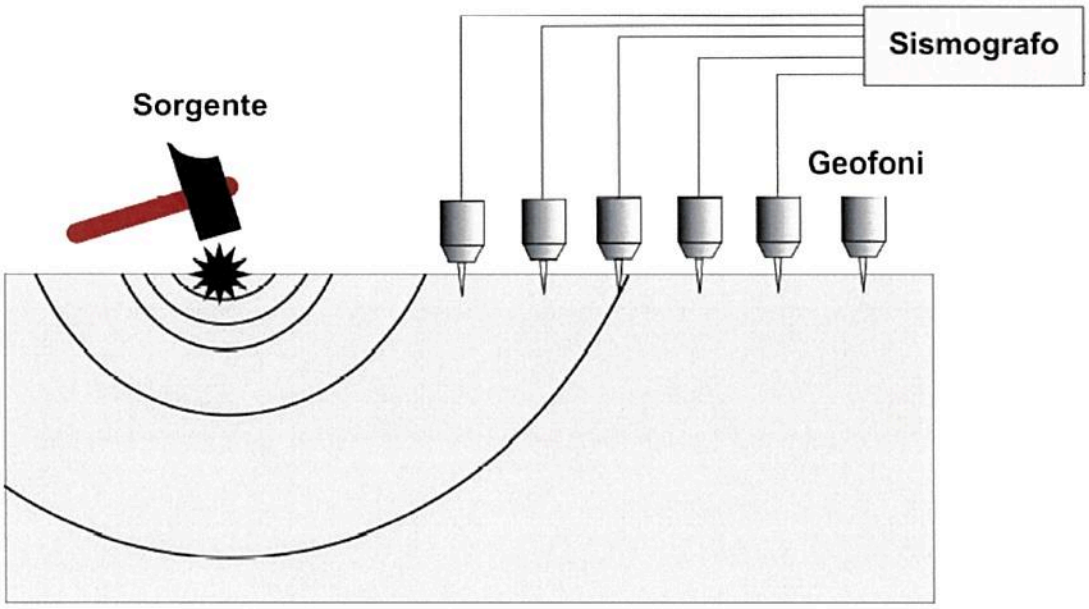
## 3 - ACQUISIZIONE ED ELABORAZIONE DATI

### 3.1 STRUMENTAZIONE UTILIZZATA

L'acquisizione è avvenuta tramite l'utilizzo di un sismografo a 24 bit modello" ECHO 24/2010 Seismic Unit" che impiega 24 canali in registrazione.
Lo strumento viene collegato ai geofoni verticali aventi frequenza propria di 4,5 Hz, posizionati sul terreno a distanza di 2 metri. Il tempo di registrazione dello strumento è fissato in 2 secondi. Gli offset di energizzazione sono pari a 5 e 10 metri e le acquisizioni vengono ripetute su entrambi i lati dello stendimento al fine di verificare l'effettiva presenza di strati piano paralleli.
Di seguito si elencano le caratteristiche tecniche della strumentazione impiegata:

| | |
|---|---|
| Number of channels: | 24+1 |
| A/D Conversion: | 24 bits |
| Dynamic range: | 130 dB @ 1ms PG=0 dB<br>120 dB @ 1ms PG=18 dB |
| Cross talk: | >90 db |
| Preamplify gain: | 0 db, 6 db, 12 db, 24 db, 30 db, 36 db |
| Frequency response: | 0 to 6 KHz (30kSPS)<br>0 to 4,8 KHz (15kSPS)<br>0 to 3 KHZ (7,5kSPS)<br>0 to 1,5 Khz (3,5kSPS)<br>0 to 800Hz (2kSPS)<br>0 to 400Hz (1kSPS) |
| Acquisition and display filter: | Low Cut Out<br>10.15.25.35.50.70.100.200.280.400 Hz |
| Sampling interval: | 32us,64us,128us,256us,480us,960us |
| Record length: | 16000 samples |
| Stacking trigger accuracy: | 1/32 of samples interval |
| Distorsion (THD): | 0,0004 % |
| Max input signal: | 2Vpp, Odb |
| Common Mode Rejection: | 110 dB |
| Noise: | 0,25 uV, 2ms, 36 Db |
| Pre-trigger data: | 524 ms @ 32 us sample interval |
| Delay: | 0 to 2500 ms step 10 ms |
| Temperature range: | -30°C/+70°C |
| Power: | 12 Volts |
| Continuos recording: | HVSR |
| Output format: | SEG - Y |

Di seguito viene riportata una figura che illustra la disposizione dei sensori e la trasmissione dell'impulso.



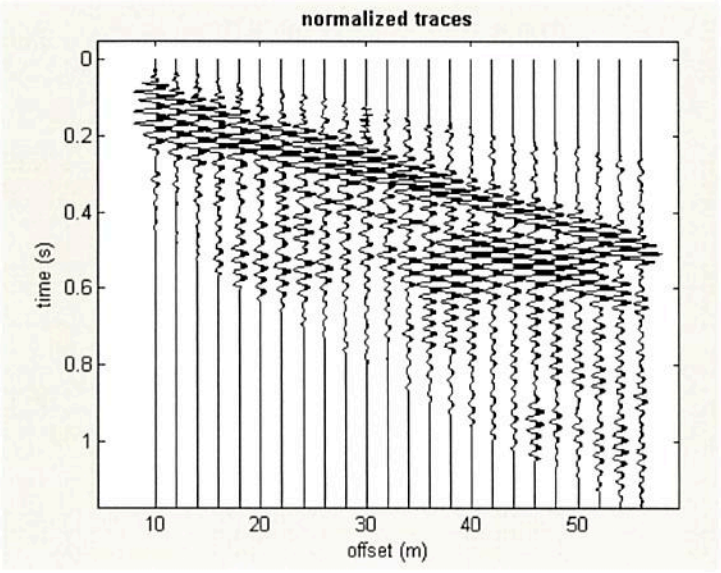

### 3.2 INTERPRETAZIONE DEI DATI

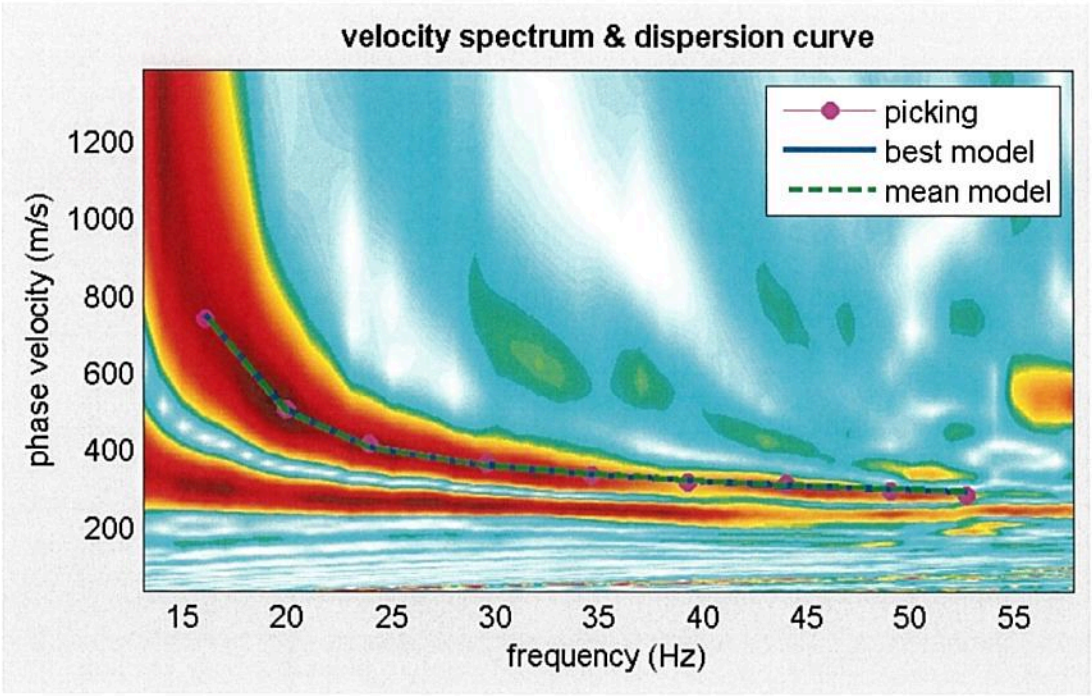
La procedura elaborativa prevede, sinteticamente, i seguenti passi:

- Trasformazione dei files in formato compatibile
- Immissione delle geometrie di acquisizione dei dati (sorgente e ricettori)
- Generazione dell'immagine di dispersione
- Analisi della curva di dispersione (picking)
- Verifica dei modi
- Modellazione e/o inversione
- Calcolo del parametro Vs30 dal profilo delle velocità di taglio

Il software utilizzato per l'interpretazione è WinMASW 4.1.1 Pro (Eliosoft).

Di seguito un esempio di acquisizione da cui si ottiene la curva di dispersione, ossia lo spettro di velocità calcolato a partire dalle tracce registrate sui geofoni dello stendimento. Viene riportato anche il piccaggio per la modellazione e/o inversione.

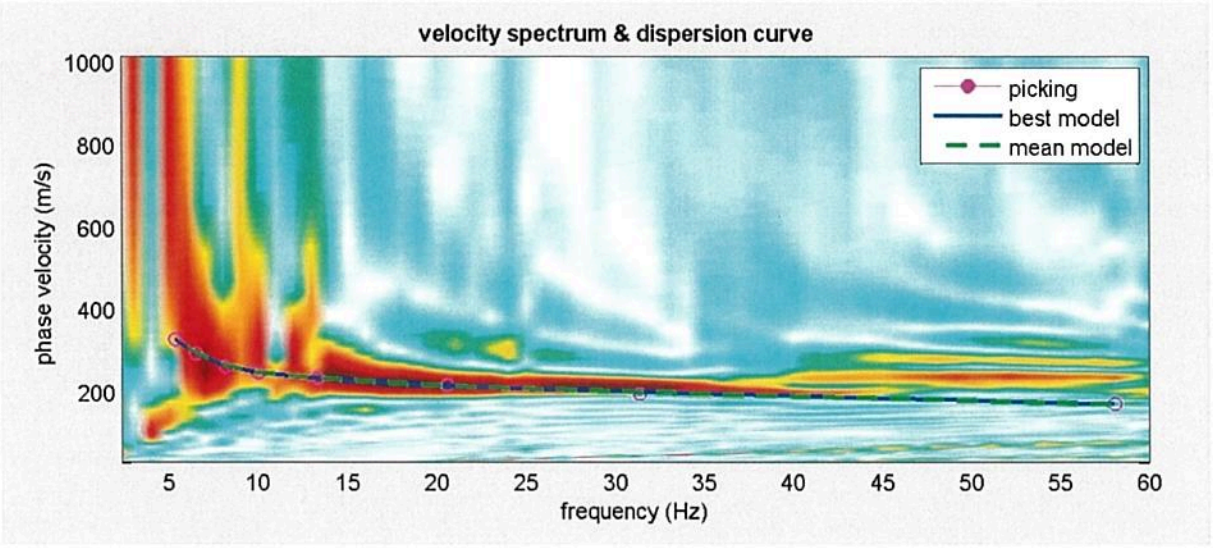


## 4 - RISULTATI

L'ubicazione della prova è riportata nel disegno n. 6229/1A.

L'immagine successiva propone la curva di dispersione ossia lo spettro di velocità calcolato a partire dalle tracce registrate.

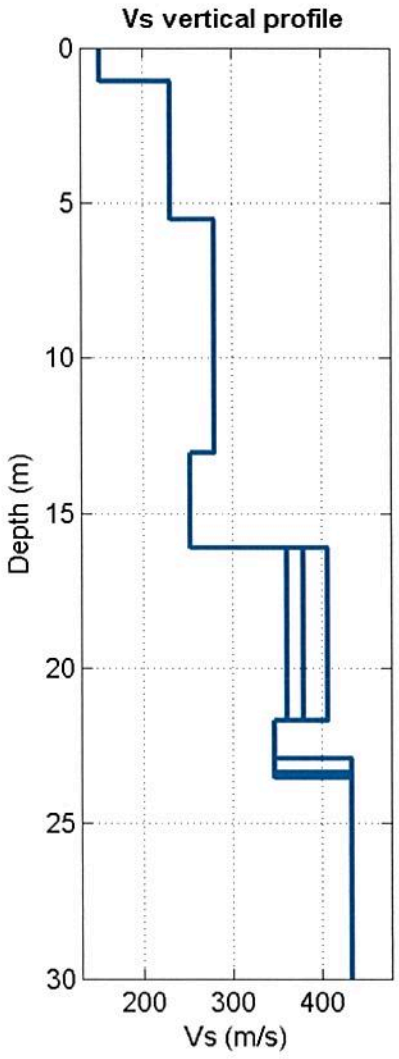



Spettro velocità sezione Masw

Il picking della curva e la modellazione diretta e/o dal processo di inversione, portano all'ottenimento della curva di dispersione interpretata e, di conseguenza, al profilo verticale delle onde di taglio Vs da cui si ricava il parametro Vs30 richiesto dalla normativa.

E' da tenere in considerazione che molteplici modelli di distribuzione delle velocità delle onde di taglio portano al medesimo risultato del parametro Vs30, ciò significa che senza un'opportuna disponibilità di dati stratigrafici attendibili il parametro di legge risulterà significativo, ma la distribuzione delle velocità sarà solamente indicativa.
Il grafico sotto riportato invece mostra il modello del profilo verticale Vs scelto come rappresentativo del singolo punto indagato.

| Masw | Vs30 = 300 m/s |
|---|---|



## 5 - CONCLUSIONI E CONSIDERAZIONI

L'analisi delle onde di Rayleigh a partire dai dati di sismica attiva (MASW) ha consentito di determinare i profili verticali della Vs e, di conseguenza, il parametro Vs30 per ciascun punto d'indagine.

La tabella sotto riportata mostra il valore Vs30 calcolato e la classe di suolo di appartenenza rispetto le norme tecniche per le costruzioni (DM 14 gennaio 2008, ex DM 14 settembre 2005).

| Nome prova | Vs30 | Classe suolo |
|---|---|---|
| Masw | **300** | **C** |

***"Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti con valori del VS30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s".***

***Bibliografia:***

Dal Moro G., Pipan M. & Gabrielli P.,2007,Rayleigh Wave Dispersion Curve Inversion via Genetic Algorithms and Posterior Probabilità Density Evaluation, J. Appl. Geophysics, 61, 39-55

Park C. B., Miller R. D., & Xia J., 1999, Multichannel analysis of surface waves, Geophysics, 64, 3; 800 -808.

## 6 – ZONIZZAZIONI SISMICHE PREVISTE DA N.T.C.

Viene qui sotto riportata la classificazione sismica dei suoli secondo la normativa ufficiale italiana ( modifiche del D.M. 14/09/2005 Norme Tecniche per le Costruzioni, emanate con D.M. Infrastrutture del 14/01/2008, pubblicato su Gazzetta Ufficiale Supplemento Ordinario n° 29 del 04/02/2008):

A – Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi, caratterizzati da valori di VS30 superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo di 3 m.

B – Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e valori del VS30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero NSPT30 > 50 nei terreni a grana grossa e cu30 > 250 kPa nei terreni a grana fina).

C – Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e valori del VS30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero 15 < NSPT30 < 50 nei terreni a grana grossa e 70 < cu30 <250 kPa nei terreni a grana fina).

D – Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fine scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e valori del VS30 inferiori a 180 m/s (ovvero NSPT30 < 15 nei terreni a grana grossa e cu30 < 70 kPa nei terreni a grana fina).

E – Terreni dei sottosuoli dei tipi C o D per spessori non superiori a 20 m, posti sul substrato di riferimento ( con VS > 800 m/s).

S1 – Depositi di terreni caratterizzati da valori di VS30 inferiori a 100 m/s (ovvero 10 < cu30 < 20 kPa) che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includano almeno 3 m di torba o argille altamente organiche.

S2 – Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive, o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.